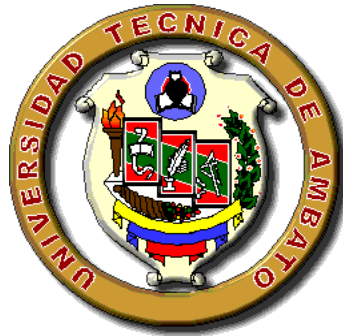


UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO ESTRUCTURADO DE MANERA INDEPENDIENTE

TEMA:

“ANÁLISIS DE LA RELACIÓN DEL COEFICIENTE DE BALASTO Y SU
INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE
7 PISOS DE HORMIGÓN ARMADO EN LA PARROQUIA LA MATRIZ,
CANTÓN AMBATO, PROVINCIA TUNGURAHUA”

AUTOR:

Cristian Danilo Valencia Guamán

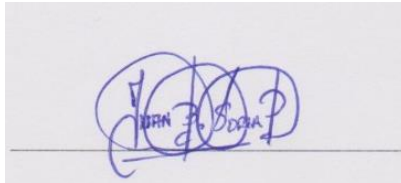
Ambato – Ecuador

APROBACIÓN DEL TUTOR

En calidad de tutor del trabajo de investigación sobre el tema: “ANÁLISIS DE LA RELACIÓN DEL COEFICIENTE DE BALASTO Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 7 PISOS DE HORMIGÓN ARMADO EN LA PARROQUIA LA MATRIZ, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA TUNGURAHUA”, del egresado Cristian Danilo Valencia Guamán, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, considero que dicho informe investigativo reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a la evaluación del jurado examinador designado por el H. Consejo.

Ambato, 18 de Septiembre del 2014.

TUTOR



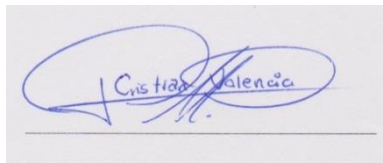
Ing. Civil Juan Soria.

AUTORÍA DEL TRABAJO DE GRADO

Los criterios emitidos en el trabajo de investigación: “ANÁLISIS DE LA RELACIÓN DEL COEFICIENTE DE BALASTO Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 7 PISOS DE HORMIGÓN ARMADO EN LA PARROQUIA LA MATRIZ, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA TUNGURAHUA”, como también los contenidos, ideas, análisis, conclusiones y propuesta son de exclusiva responsabilidad de mi persona, como autor de este trabajo de grado.

Ambato, 18 de Septiembre del 2014.

AUTOR



Cristian Danilo Valencia Guamán

APROBACIÓN PROFESORES CALIFICADORES

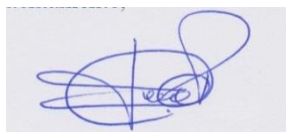
Los suscritos Profesores Calificadores, una vez revisado, aprueban el informe de Investigación, sobre el tema: “ANÁLISIS DE LA RELACIÓN DEL COEFICIENTE DE BALASTO Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 7 PISOS DE HORMIGÓN ARMADO EN LA PARROQUIA LA MATRIZ, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA TUNGURAHUA”, del egresado Cristian Danilo Valencia Guamán, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Ambato, 18 de Septiembre del 2014.

Para constancia firman



Ing. Patricio M. Vasco L.
PROFESOR CALIFICADOR



Ing. Msc. Carlos Patricio Navarro
PROFESOR CALIFICADOR

DEDICATORIA

Este trabajo de investigación se lo dedico primeramente a Dios que siempre me bendice y acompaña en todos los momentos de mi vida.

A mis padres que son el mejor regalo que el Divino Creador me ha dado y han sido motor y motivo para mi superación; que con su esfuerzo y lucha incansable han velado por mi desarrollo personal y profesional.

Gracias Papi y Mami.

A mis hermanos Alex, Joel, y Jessica por estar siempre conmigo apoyándome.

A Mary por creer en mí, y brindarme su amor y apoyo en todo momento.

Finalmente dedico y agradezco a todos quienes estuvieron junto a mí en varios momentos de mi vida, para llegar hasta estas instancias, mientras cultivaba y cimentaba los conocimientos requeridos para alcanzar esta noble y hermosa profesión.

AGRADECIMIENTO

Mi agradecimiento formal a todos los señores CATEDRÁTICOS de la CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL por compartir sus conocimientos y experiencias profesionales durante mi permanencia como estudiante.

Mi reconocimiento especial e imperecedero al señor ingeniero Juan Soria, quien dirigió este trabajo de investigación y agradecerle por su generosidad intelectual al brindarme sus conocimientos, su capacidad, y experiencia profesional en un ambiente de confianza, afecto y amistad.

Mi gratitud al personal administrativo y todos quienes conforman y hacen que con su labor la Universidad Técnica de Ambato, sea considerada, como un centro de educación Superior de alto nivel

A la Universidad Técnica de Ambato que me abrió sus puertas y me permitió adquirir conocimientos, para ejercer mi profesión, y de esta manera desenvolverme en la sociedad.

“ANÁLISIS DE LA RELACIÓN DEL COEFICIENTE DE BALASTO Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 7 PISOS DE HORMIGÓN ARMADO EN LA PARROQUIA LA MATRIZ, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA TUNGURAHUA”.

RESUMEN EJECUTIVO

En la presente investigación se realizó el análisis del edificio tipo de 7 pisos de hormigón armado en la parroquia la matriz de la ciudad de Ambato, utilizando como software de análisis estructural los programas Etabs, Safe; para determinar las cargas que trasmite el edificio a la cimentación, así también se realizó el respectivo estudio de mecánica de suelos, para considerar las características físicas y mecánicas del suelo en el lugar del estudio, todo esto para determinar la influencia del coeficiente de balasto determinado y corregido por diversos autores, en la estabilidad estructural del edificio.

Para los parámetros de modelación y análisis se aplicó las normas CEC-2002 y NEC-2011 vigentes en el Ecuador, de lo que se concluye que en el diseño de fundaciones se modela el suelo como un medio elástico (cama de resortes) independientes unos de otros utilizando una constante de reacción ante carga vertical que se denomina coeficiente de balasto, también conocido en geotecnia como coeficiente de reacción del suelo. Este coeficiente permite obtener los asentamientos ante solicitaciones de una fundación deformable en un típico problema de interacción suelo estructura.

La cimentación se analizó en el programa Safe con coeficientes de balasto distintos de acuerdo a varios autores para poder comparar los resultados de asentamientos, y verificar parámetros de estabilidad de la estructura en estudio.

La precisión del modelo de cálculo así generado va a depender del ajuste entre el comportamiento del terreno real y el representado por el modelo. El empleo del modelo dentro de sus límites de aplicación, así como la caracterización del suelo mediante un valor del módulo de balasto apropiado, que son condiciones prioritarias para un cálculo correcto.

INDICE GENERAL DEL CONTENIDO

A) HOJAS PRELIMINARES

<i>PORTADA</i>	<i>i</i>
<i>APROBACIÓN DEL TUTOR</i>	<i>ii</i>
<i>AUTORÍA DEL TRABAJO DE GRADO</i>	<i>iii</i>
<i>APROBACIÓN PROFESORES CALIFICADORES</i>	<i>iv</i>
<i>DEDICATORIA</i>	<i>v</i>
<i>AGRADECIMIENTO</i>	<i>vi</i>
<i>RESUMEN EJECUTIVO</i>	<i>vii</i>

B) TEXTO

<i>CAPÍTULO I</i>	<i>1</i>
<i>EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN</i>	<i>1</i>
<i>1.1. TEMA DE INVESTIGACIÓN</i>	<i>1</i>
<i>1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA</i>	<i>1</i>
<i>1.2.1. Contextualización</i>	<i>1</i>
<i>1.2.1.1. Contexto macro</i>	<i>1</i>
<i>1.2.1.2. Contexto meso</i>	<i>2</i>
<i>1.2.1.3. Contexto micro</i>	<i>3</i>
<i>1.2.2. Análisis crítico</i>	<i>3</i>
<i>1.2.3 Prognosis</i>	<i>3</i>
<i>1.2.4. Formulación del problema</i>	<i>4</i>
<i>1.2.5. Preguntas directrices</i>	<i>4</i>
<i>1.2.6. Delimitación</i>	<i>4</i>
<i>1.2.6.1. Contenido</i>	<i>4</i>
<i>1.2.6.2. Espacial</i>	<i>5</i>
<i>1.2.6.3. Temporal</i>	<i>5</i>
<i>1.3. JUSTIFICACIÓN</i>	<i>5</i>
<i>1.4. OBJETIVOS</i>	<i>6</i>
<i>1.4.1. Objetivo general</i>	<i>6</i>
<i>1.4.2. Objetivos específicos</i>	<i>6</i>

<i>CAPÍTULO II</i>	7
<i>MARCO TEÒRICO</i>	7
2.1. <i>ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS</i>	7
2.2. <i>FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA</i>	10
2.3. <i>FUNDAMENTACIÓN LEGAL</i>	11
2.4. <i>CATEGORÍAS FUNDAMENTALES</i>	11
2.4.1. <i>Supraordinación de las Variables</i>	11
2.4.2. <i>Infraordinación de las Variables: Variable Independiente</i>	12
2.4.3. <i>Infraordinación de las Variables: Variable Dependiente</i>	12
2.4.4. <i>Definición de los términos</i>	13
2.4.4.1. <i>Coeficiente de balasto o módulo de reacción del suelo también conocido como coeficiente de Sulzberger</i>	13
2.4.4.2. <i>El suelo</i>	14
2.4.4.3. <i>Clasificación del suelo</i>	15
2.4.4.4. <i>Propiedades de los suelos</i>	17
2.4.4.5. <i>Mecánica de suelos</i>	17
2.4.4.6. <i>Capacidad de carga del suelo</i>	18
2.4.4.6.1. <i>Teoría de la capacidad de carga de Terzaghi</i>	18
2.4.4.7. <i>Módulo o coeficiente de balasto</i>	23
2.4.4.8. <i>Módulo de rigidez G</i>	25
2.4.4.9. <i>Cimentaciones</i>	25
2.4.4.10. <i>Tipos de cimentación</i>	26
2.4.4.11. <i>Clasificación general de las cimentaciones</i>	26
2.4.4.12. <i>Requisitos básicos para una cimentación satisfactoria</i>	37
2.4.4.13. <i>Estabilidad estructural</i>	38
2.4.4.14. <i>Estructura</i>	38
2.4.3.15. <i>Datos necesarios previos al análisis estructural</i>	39
2.4.4.16. <i>Planos arquitectónicos</i>	39
2.4.4.17. <i>Acciones críticas que controlan el diseño</i>	40
2.4.4.18. <i>Estados límites del diseño</i>	40
2.4.4.19. <i>Parámetros de comportamiento estructural</i>	42

2.4.4.19.1. Comportamiento carga vs. Deformación.....	42
2.4.4.19.2. Parámetros estructurales globales.....	42
2.4.4.20. Definición de acciones de diseño.....	44
2.4.4.21. Seguridad.....	45
2.4.4.22. Funcionalidad.....	46
2.4.4.23. Economía.....	46
2.5. HIPOTESIS.....	46
CAPÍTULO III.....	48
METODOLOGIA.....	48
3.1 ENFOQUE.....	48
3.2. MODALIDAD DE INVESTIGACION.....	48
3.2.1. Por el objetivo.....	48
3.2.2. Por el lugar.....	48
3.2.3. Por el tiempo.....	49
3.3. NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	49
3.3.1. Nivel exploratorio.....	49
3.3.2. Nivel descriptivo.....	49
3.4. POBLACIÓN Y MUESTRA.....	49
3.5. OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES.....	50
3.5.1. Matriz de la operación de la variable independiente.....	50
3.5.2. Matriz de la operación de la variable dependiente.....	51
3.6. PLAN DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN.....	51
3.7. PLAN DE PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN.....	52
3.7.1. Procedimiento.....	52
3.7.2. Presentación de Datos.....	52
CAPÍTULO IV.....	62
ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	62
4.1. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	62
4.2. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	63

<i>CAPÍTULO V</i>	67
<i>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</i>	67
5.1. <i>CONCLUSIONES</i>	67
5.2. <i>RECOMENDACIONES</i>	68
<i>CAPÍTULO VI</i>	69
<i>PROPUESTA</i>	69
6.1. <i>DATOS INFORMATIVOS</i>	69
6.2. <i>ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA</i>	70
6.3. <i>JUSTIFICACIÓN</i>	76
6.4. <i>OBJETIVOS</i>	77
6.4.1. <i>Objetivo general</i>	77
6.4.2 <i>Específicos</i>	77
6.5. <i>ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD</i>	78
6.6 <i>FUNDAMENTACIÓN</i>	78
6.6.1 <i>El método del coeficiente de balasto</i>	78
6.6.2 <i>Métodos de estimación del módulo de balasto</i>	83
6.6.2.1 <i>A partir de ensayos en placa de carga</i>	83
6.6.2.1.1. <i>Suelos arcillosos</i>	84
6.6.2.1.1.1 <i>Estructuras horizontales</i>	84
6.6.2.1.1.2 <i>Estructuras verticales</i>	87
6.6.2.1.2. <i>Suelos arenosos</i>	90
6.6.2.1.2.1 <i>Estructuras horizontales</i>	90
6.6.2.1.2.2 <i>Estructuras verticales</i>	92
6.6.2.2 <i>Estimación por ensayó de laboratorio o in situ</i>	95
6.6.2.2.1 <i>A partir del módulo de compresibilidad del suelo E_s</i>	95
6.6.2.2.2 <i>A partir del módulo de deformación o módulo endométrico equivalente, E_o del suelo</i>	99
6.6.2.3 <i>A partir de tabulaciones publicadas</i>	100

6.6.2.3.1. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona - España.....	100
6.6.2.3.2. (JIMENES SALAS, 1980), Geotecnia y Cimientos III Capítulo 1. Tabla 1.1	102
6.6.3 Asentamientos en fundaciones superficiales	103
6.6.3.1 Asentamiento Inmediato	103
6.6.3.2 Asentamiento por Consolidación primaria	103
6.6.3.3 Asentamientos Por Consolidación Secundaria.....	104
6.6.3.4 Asentamientos Según Tipo de Suelo.....	104
6.6.4 Asentamientos admisibles.....	105
6.6.4.1 Definición de Asentamientos	105
6.6.4.2 Criterios de Asentamientos Tolerables	107
6.6.5 Criterios de Diseño de Cimentaciones.....	108
6.6.5.1 Tipos de Criterios.....	108
6.6.5.2 Movimientos Permisibles.....	109
6.7 METODOLOGÍA	110
6.7.1 Datos generales de diseño.....	110
6.7.2 Características losas	111
6.7.2.1 Losa alivianada.....	111
6.7.2.2 Losa con placa colaborante.....	113
6.7.2.3 Losa maciza para volado.....	114
6.7.3 Cuantificación de cargas.....	115
6.7.3.1 Carga de losa alivianada bidireccional del nivel: 0,00m	115
6.7.3.2 Carga de losa con placa colaborante de los niveles: +2.70; +5.70; +8.70: +11.70; +14.70; +17.70; +21.14.....	116
6.7.3.3. Carga de losa maciza de los niveles: +2.70; +5.70; +8.70: +11.70; +14.70; +17.70.....	116
6.7.3.4 Carga de pared	117
6.7.4 Analisis de losas.....	121
6.7.4.1 Losa alivianada bidireccional	121
6.7.4.2 Losa con placa colaborante.....	134
6.7.4.3 losa de volado	143
6.7.5 Secciones de vigas.....	147
6.7.6 Secciones de columnas	152
6.7.7 Elementos de acero	155
6.7.7.1 Vigas secundarias de acero	155

6.7.8 Cargas de sismo (CEC-2002).....	158
6.7.8.1 Cargas de sismo para el modelo.....	159
6.7.8.1.1 Cálculo de aceleraciones espectrales (CEC-2002).....	160
6.7.8.2. Calculo de pesos por planta	163
6.7.8.3 Cálculo de fx para modelo.....	180
6.7.9 Modelación de la estructura.....	182
6.7.9.1 Modelación en etabs.....	184
6.7.9.2 Definir materiales	188
6.7.9.3 Definir secciones frame vigas y columnas.....	189
6.7.9.3.1 Elementos de hormigón	189
6.7.9.3.2 Elementos de acero	199
6.7.9.4 Definir secciones área.....	200
6.7.9.4.1 Losa alivianada bidireccional	200
6.7.9.4.2 Losa maciza del volado	203
6.7.9.4.3 Losa con placa Colaborante	204
6.7.9.4.4 Muro del ascensor	207
6.7.9.4.5 Muro de sótano	208
6.7.9.4.6 Gradadas	209
6.7.9.5 Dibujo y trazado de la estructura	212
6.7.9.5.1 Colocación de vigas	212
6.7.9.5.1.1 Vigas primarias de hormigón.....	212
6.7.9.5.1.2 Vigas secundarias de acero	213
6.7.9.5.2 Colocación de columnas.....	214
6.7.9.5.3 Restricciones	215
6.7.9.5.4 Dibujar elementos área	216
6.7.9.6 Estados de carga.....	222
6.7.9.7 Asignación de cargas	225
6.7.9.7.1 Carga muerta adicional CUPERMA	226
6.7.9.7.2 Carga Viva CV.....	227
6.7.9.8 Definir diafragmas	228
6.7.9.9 Definir combinaciones de carga	228
6.7.9.9.1 Combinaciones para el modelo basado en CEC-2002.....	228
6.7.9.10 Selección del código para el diseño.....	230
6.7.9.11 Cálculo del peso propio de la estructura	231

6.7.9.12 Espectro de respuesta.....	232
6.7.9.13 Efectos de sismo trepidatorio.....	234
6.7.10. Análisis y chequeo de resultados	237
6.7.10.1 Análisis sísmico, método estático equivalente y torsión estática.....	237
6.7.10.2 Consideraciones de análisis y recalcu del cortante basal de diseño .	245
6.7.10.3 Chequeo de derivas	250
6.7.10.4. Reacciones y momentos de diseño	254
6.7.11. Análisis de la obtención del coeficiente de balasto y modelación de la cimentación.	258
6.7.11.1. Método a partir de ensayos en placa de carga Terzaghi, 1955.....	258
6.7.11.2. Método a partir del módulo de balasto, conocido también como Modulo de Winkler) en función de la resistencia admisible del terreno en estudio.	278
6.7.11.3. Método a partir del módulo de compresibilidad del suelo Es	285
6.7.12. Comparación de resultados coeficientes de balasto.	299
6.7.12.1. Valores del coeficiente de balasto.....	299
6.7.12.2. Verificación de la presión de las zapatas que debe ser menor al Esfuerzo Admisible del suelo: 3.75 Kg/cm ²	301
6.7.12.3. Chequeo de punzonamiento en la zapatas con la combinación de cargas para cimentación.	302
6.7.12.4. Deformaciones en las cimentaciones	303
6.7.12.5. Comparación de resultados de asentamientos de acuerdo a los coeficientes de balasto calculados.....	306
6.7.13. Chequeos de estabilidad estructural	312
6.7.13.1. Verificación de la capacidad portante del suelo.....	313
6.7.13.2. Asentamiento tolerable	314
6.7.13.3. Asentamiento diferencial	315
6.7.13.4. Distorsión angular.....	336
6.7.14. Conclusiones.....	348
6.7.15. Recomendaciones.....	355

C) MATERIALES DE REFERENCIA

Bibliografía.....	357
Anexos.....	360

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. TEMA DE INVESTIGACIÓN

“Análisis de la Relación del Coeficiente de Balasto y su Incidencia en la Estabilidad Estructural de un Edificio de 7 pisos de Hormigón Armado en la Parroquia La Matriz, Cantón Ambato, Provincia Tungurahua”.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.2.1. Contextualización

1.2.1.1. Contexto macro

En todo problema geotécnico, el conocimiento o la estimación de las deformaciones en relación a las cargas asociadas que transfiere una fundación al terreno natural, es uno de los problemas más importantes de los proyectos de ingeniería.

La cimentación es la parte de la estructura que permite la transmisión de las cargas que actúan hacia el suelo. Si el diseño está limitado por zapatas aisladas la estructura general transmite diferente esfuerzo de carga al mismo.

Cuando los suelos reciben la carga de la estructura, se comprime en mayor o en menor grado, y producen asentamientos de los diferentes elementos de la cimentación y por consiguiente de toda la estructura.

Los asentamientos diferenciales son los desplazamientos relativos de las diferentes partes de una estructura a causa de un asentamiento irregular de la misma, provocados por un desequilibrio de esfuerzos en el suelo.

Se han presentado gran cantidad de daños en edificaciones, tanto durante el proceso de construcción como durante su vida útil.

Estos daños incluyen fisuras, desplomes y aún colapsos de edificaciones con la consecuente pérdida económica para sus propietarios, para los constructores y en algunos casos también para los diseñadores.

De manera general, los daños relacionados con el comportamiento del suelo incluyen principalmente los siguientes:

1. Asentamientos excesivos, diferenciales y totales, debidos a la presencia de suelos blandos (peso excesivo o pobre cimentación).

También se presentan asentamientos totales y diferenciales altos al cimentar sobre rellenos antrópicos de pobre característica. Estos ocurren generalmente en la zona blanda de la ciudad o en sitios rellenados en forma incontrolada. Como por ejemplo:

1. Movimientos diferenciales por expansión de arcillas.
2. Fenómenos de reptación y deslizamiento (fenómenos de remoción en masa).
3. Fallas de taludes por excavaciones profundas.
4. Daños por movimientos debidos a sismos y por licuefacción de arenas durante estos eventos. Por el movimiento pueden ocurrir daños en cualquier sitio pero principalmente en piedemontes y taludes.

1.2.1.2. Contexto meso

En el Ecuador la presencia de distintas clases de suelos y estructuras dan lugar a la existencia de varios tipos de cimentaciones y posibles problemas de asentamientos.

Debemos tomar en cuenta que dentro de nuestro país existen distintas zonas con diferentes tipos de suelos de varias resistencias por lo que nuestro estudio se enfocara en la Región Sierra, Provincia Tungurahua, Cantón Ambato.

1.2.1.3. Contexto micro

El área de estudio se desarrolla en la Parroquia La Matriz del Cantón Ambato en donde se construye un Edificio de 7 pisos de Hormigón Armado.

La Estructura está limitada por cimentaciones de zapatas de varios tipos dependiendo parámetro ideal para nuestra investigación.

1.2.2. Análisis crítico

En este estudio, las construcciones se dividen en: superestructura y sub-estructura. El peso de la construcción se concentra en áreas relativamente pequeñas, de donde tienen que transmitirse al suelo a través del área de contacto entre las zapatas y el suelo.

Las presiones que se ejercen en el suelo debido a la zapatas se localizan a ciertas profundidades de ésta, las cuales representan curvas de igual presión con las que nos podemos dar cuenta que en dos zapatas con dimensiones y cargas diferentes, los efectos causados a la misma profundidad no serán iguales.

Las presiones ejercidas en el suelo se traducen en la compactación del mismo y en probables hundimientos que perjudican a la estabilidad de la estructura.

Con esta investigación se podrá concluir en el análisis de una estructura estable.

1.2.3 Prognosis

Debido a los diferentes tipos de suelos se debe realizar un estudio que permita establecer la resistencia del suelo y el comportamiento que tendrá frente a las cargas producidas por la estructura.

Las presiones que se ejercen en el suelo por medio de las zapatas pueden ocasionar probables asentamientos.

Es conocido que un exceso de deformación horizontal de la estructura puede desestabilizarla y exhibir aspectos distintos como:

Fisuras en elementos estructurales como vigas, columnas, en los elementos no estructurales las fisuras pueden presentarse en forma escalonada.

Abertura de juntas en estructuras rígidas e incluso pueden ocasionar desplomes y colapsos de edificaciones con la consecuente pérdida económica para sus propietarios, para los constructores y en algunos casos también para los diseñadores.

1.2.4. Formulación del problema

¿De qué manera el Análisis de la Relación del Coeficiente de Balasto incide en la Estabilidad Estructural de un Edificio de 7 pisos de Hormigón Armado en la Parroquia La Matriz , Cantón Ambato, Provincia Tungurahua?

1.2.5. Preguntas directrices

1. ¿Debido a que se producen los asentamientos?
2. ¿Cuáles son los riesgos de la inestabilidad estructural?
3. ¿En qué momento se producen los asentamientos en la estructura?
4. ¿Cómo se controlan los asentamientos en la estructura?
5. ¿Qué concepto se tiene sobre la interacción suelo-estructura?
6. ¿Cuáles son las propiedades físicas y mecánicas del suelo para que influya en la interacción con la estructura?

1.2.6. Delimitación

1.2.6.1. Contenido

El presente proyecto está dentro del campo de la Ingeniería Estructural en lo que respecta al diseño de edificaciones de hormigón armado, especialmente en el estudio de cimentaciones e interacción suelo-estructura.

- Ingeniería Civil
- Estructuras
- Ingeniería de Suelos
- Geotecnia

1.2.6.2. Espacial

La presente investigación se realizara con datos generales de un Edificio de 7 pisos de Hormigón Armado en la Parroquia La Matriz, Cantón Ambato, Provincia Tungurahua, pero cabe indicar que las referencias bibliográficas así como el resto de actividades que complementen el trabajo serán consultadas en la Universidad Técnica de Ambato, en la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, y fuentes de investigación bibliográfica.

1.2.6.3. Temporal

El proyecto de investigación se realizará desde el mes de Octubre del 2013 hasta el mes de Febrero del 2014

□ Octubre 2013-Febrero 2014

1.3. JUSTIFICACIÓN

El estudio de la interacción suelo-estructura es un tema muy importante y que en la última década se está estudiando de manera muy profunda dentro del campo de la Ingeniería civil, y se trata de un modelo dinámico entre la base y la estructura, debemos resaltar que este tema aún está en estudio debido a que los modelos matemáticos y físicos aún tienen un sinnúmero de variables, por lo que podemos decir que es un campo abierto para los investigadores.

El suelo, como elemento, en las edificaciones forma parte imprescindible debido que el mismo es el que soporta a toda la estructura, es por tal razón que el estudio del análisis de la relación del coeficiente de balasto es muy importante en el análisis y diseño de una estructura estable, debido a que todo edificio se asienta sobre el suelo y por lo tanto trabajan en forma integral.

La investigación tiene como finalidad determinar cómo influye la relación del coeficiente de balasto en la estabilidad estructural de un edificio de 7 pisos de hormigón armado limitado por zapatas aisladas, el estudio satisfecerá los

requerimientos de normas de construcción para alcanzar una estructura estable y con asentamientos permisibles. Así mismo, tiene por objeto preservar la vida de los usuarios, con el análisis de una estructura óptima.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo general

Analizar la Relación del Coeficiente de Balasto y su incidencia en la Estabilidad Estructural de un Edificio de 7 pisos de Hormigón Armado en la Parroquia La Matriz, Cantón Ambato, Provincia Tungurahua

1.4.2. Objetivos específicos

- Analizar la forma como trasmite la estructura el peso hacia el suelo y si existe una compresión uniforme en el área de toda la estructura.
- Determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo.
- Determinar la capacidad portante del suelo del sitio en estudio.
- Estimar los asentamientos permisibles de la cimentación de acuerdo a las características del suelo.

CAPÍTULO II

MARCO TEÒRICO

2.1. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

Interacción suelo estructura

El análisis elástico de las fundaciones es una simplificación de la interacción real entre la fundación y el suelo. Consecuentemente, no se producen siempre estimaciones exactas de las tensiones por flexión o los establecimientos diferenciados en la cimentación.

El problema primario con el modelo de la viga elástica de fundación es que asume la acción de cada resorte independientemente de los otros, en contraste a esto las cargas ocasionan influencias debajo de un suelo y en los suelos próximos. Esta carencia de la interacción entre los resortes genera más error que la incertidumbre en seleccionar K_s (Rigidez del suelo). Rutinariamente los ingenieros usan modelos de elementos finitos, éstos representan el suelo como un medio elástico usando resortes. Sin embargo, ahora este método puede gozar de un uso más amplio ya que con la tecnología se han logrado ordenadores de gran alcance y el software apropiado para dicho análisis.

Fuente: (HAIN Y LEE, 1974), (HORVANT, 1983)

Estructuras de edificación, cimientos y terreno

El proceso de análisis convencional del esqueleto resistente de una edificación empieza por el estudio de la estructura, normalmente supuesta empotrada en la cimentación. Posteriormente, una vez obtenidas las acciones que el edificio transmite a la cimentación, se realiza el dimensionado de ésta, comprobando, en primer lugar, que las tensiones transmitidas sean admisibles para el terreno y

realizando, seguidamente, las comprobaciones pertinentes a la estructura de cimentación. Las etapas señaladas son estancas: la cimentación recibe de la superestructura unos esfuerzos que ha de aceptar y del suelo una condición de tensión admisible.

Frente a unos sistemas de análisis de la superestructura que incorporan elementos muy sofisticados matriciales 3D, elementos finitos, correcciones por efectos no lineales, efecto P-Delta, por ejemplo, o incluso cálculos en teoría de segundo orden en los que se analizan numerosos efectos secundarios, resulta sorprendente la radical simplificación de las condiciones de contorno al suponer en el ámbito de la edificación convencional, la estructura empotrada en ciertos casos articulada en su enlace con la cimentación. Si todo el análisis estructural se basa en la compatibilidad de desplazamientos entre los diferentes elementos que componen la estructura, al llegar a la cimentación esta premisa se olvida y el tratamiento de las partes es totalmente independiente: la tensión admisible se suele tomar igual para todas las piezas sin tener en cuenta que ésta depende también de las dimensiones de aquéllas y se obvian, así mismo, tanto la deformabilidad de la cimentación como el efecto de la compresibilidad del suelo y, por tanto, de los asientos de la edificación.

El planteamiento anterior, con una validez no obstante reconocida, tiene su origen en épocas pasadas, con recursos de cálculo fundamentalmente manuales, en los que el análisis por partes de la estructura era la única forma factible de abordar su tratamiento. Sin embargo, los recursos de cálculo disponibles hoy en día, hacen viable el estudio conjunto de toda la estructura. Hoy es factible abordar el tratamiento analítico global del conjunto estructura-cimiento-suelo, recogiendo las interacciones entre las distintas partes del esqueleto resistente. Es más, tratamientos de este tipo son norma usual en el estudio de presas y grandes obras de ingeniería.

El problema es más cercano de lo que pudiera parecer: la bibliografía da cuenta de cómo la deformación del terreno puede hacer que lo que se ha considerado en el

modelo de cálculo un empotramiento se comporte en realidad como algo mucho más parecido a una articulación. La modificación de la condiciones de borde lleva aparejado en ciertos casos -pórticos tipo portería por ejemplo-un notable cambio en las leyes de esfuerzos, debido a que la magnitud de las rotaciones de las piezas que separan el comportamiento de un tipo apoyo del otro son realmente pequeñas.

El conjunto suelo-cimentación repercute de forma considerable en las leyes de esfuerzos de la superestructura, al tiempo que la cimentaciones, además, un factor de coste muy importante en el conjunto del edificio. Conseguir que la obra ejecutada se comporte de la forma en que ha sido considerada en cálculo no es en ningún caso un tema menor, y en el que el comportamiento del suelo influye de forma apreciable.

Obviamente en el planteamiento anunciado subyace también la necesidad de introducción de precisión desde el punto de vista conceptual, mejorando la fiabilidad de los resultados obtenidos, por cuanto la consideración de un mayor número de parámetros permite reflejar la situación real de forma más fidedigna, al tiempo que permitiría la reconsideración de los coeficientes de seguridad, con el consiguiente ahorro.

Factor de interés añadido es el estudio de situación es en las que se producen desviaciones entre el modelo de cálculo convencional y la realidad, como puede ser el caso del equilibrio en zapatas de medianería y esquina. De todo técnico con cierta experiencia en ejecución de obra resultan conocidas las protestas debidas a las dimensiones y armados de las vigas centradoras. Protestas éstas que no tendrían mayor repercusión si no existiesen numerosos casos de zapatas de medianería sin nervio y a las que, además, no acometen pilares de rigidez suficiente como para garantizar su equilibrio de acuerdo con los estudios teóricos- y que, sin embargo, son perfectamente estables. Esta situación ha llevado a algunas casas de software a proponer valores de 1,10 para el coeficiente de mayoración de acciones en este tipo de elementos. Si bien este valor no resulta acorde con la normativa vigente, no se puede olvidar que la Teoría de Estructuras

es, pese a sus importantes recursos matemáticos, una ciencia de carácter experimental.

La cimentación superficial es además la situación que introduce las mayores divergencias con el modelo de cálculo vigente: si en el caso de una cimentación profunda los asientos son prácticamente nulos se suele buscar un estrato rígido y la rigidez de los encepados y los elementos estructurales intermedios entre pilares y pilotes garantizan bastante bien la hipótesis de empotramiento, en el caso de las cimentaciones superficiales especialmente cuando el sistema elegido es de zapatas aisladas la rotación de las zapatas y los asientos totales y diferenciales experimentados, debidos ambos a la compresibilidad de un terreno con variaciones muy locales, dificultan la aceptación del sistema de cálculo señalado.

Fuente: (FREIRE TELLADO , 9 VII 2000 400 36) INTERACCIÓN DEL SUELO, CIMIENTO Y ESTRUCTURA: EL CASO DE LAS ZAPATAS

2.2. FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA

Las mayores discrepancias en el análisis conjunto suelo-cimiento-estructura se producen en las cimentaciones superficiales, pese a la existencia de un número considerable de estudios sobre la interrelación suelo-cimiento-estructura, tanto de tipo plano como espacial.

La totalidad de los trabajos realizados se aplican a los casos de cimentación por vigas flotantes -los análisis planos-y cimentación por losas -los estudios en 3D.

Si bien la razón de esta ausencia es bastante obvia ya que tanto vigas flotantes como losas de cimentación son soluciones que se emplean con situaciones más críticas, bien por la escasa capacidad portante del terreno, bien por la elevada magnitud de las tensiones transmitidas, la carencia de estudios es especialmente deplorable por cuanto lo común de la solución de zapatas aconseja un mínimo de optimización.

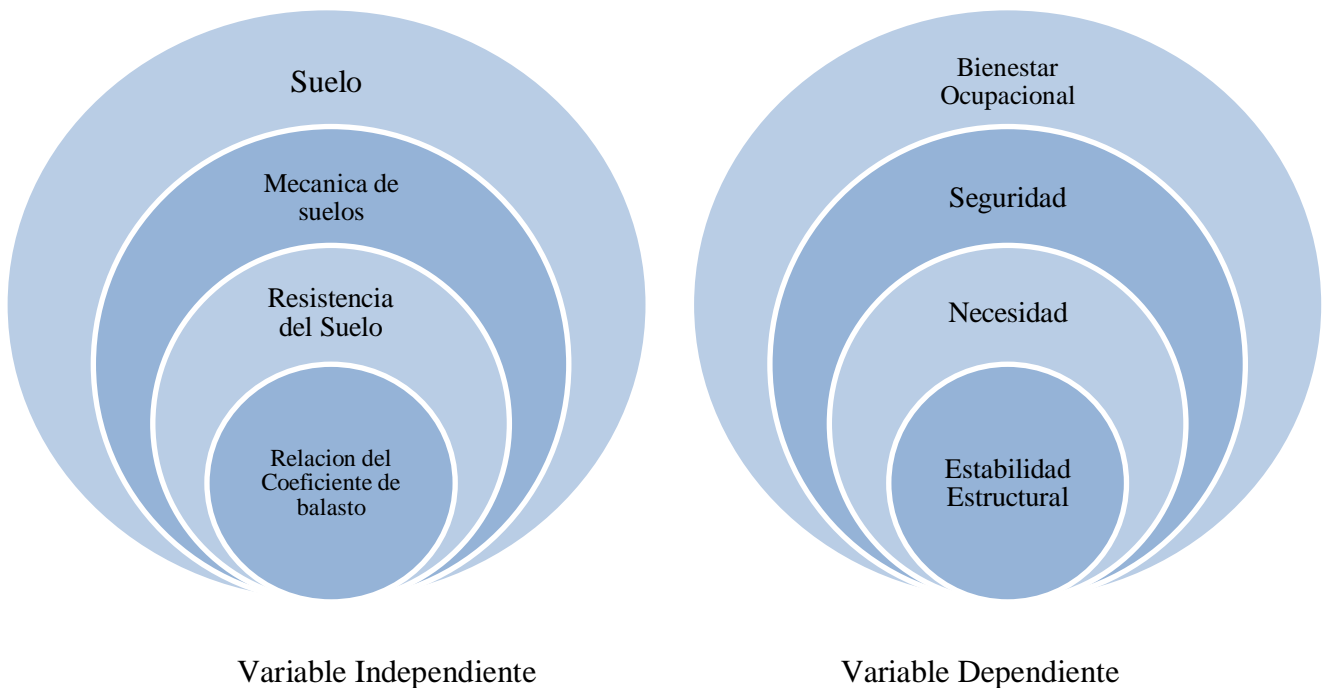
Por tal razón la investigación es un tema de gran importancia que nos permitirá conocer el comportamiento del suelo frente a solicitud de la estructura. Además esta investigación servirá como material de consulta para quienes se interesen sobre este tema.

2.3. FUNDAMENTACIÓN LEGAL

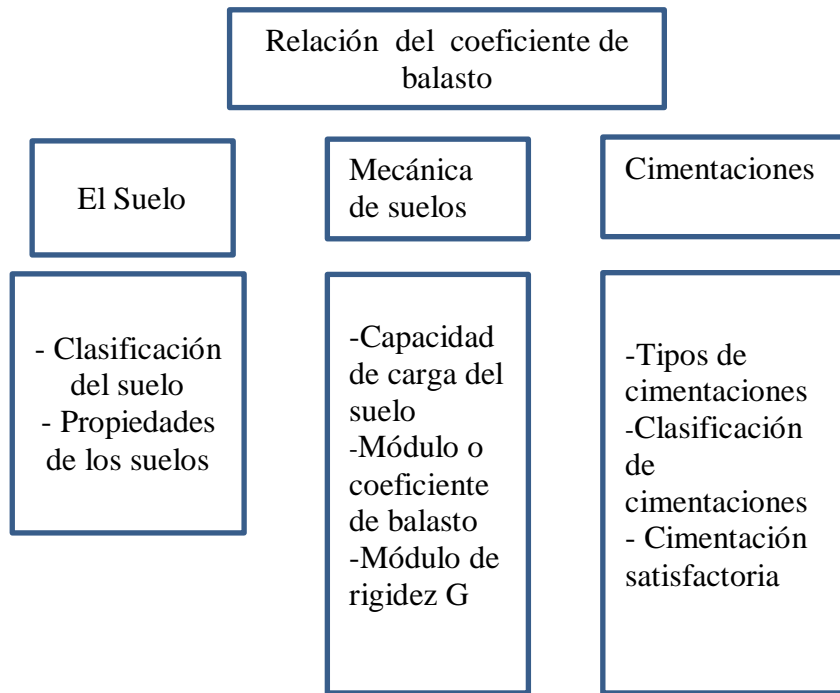
Se fundamentará en el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC 2002), Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC11), American Concrete Institute (ACI 318S-05), Plan de Ordenamiento Territorial (POT) y bases de diseño establecidos para software especializado.

2.4. CATEGORÍAS FUNDAMENTALES

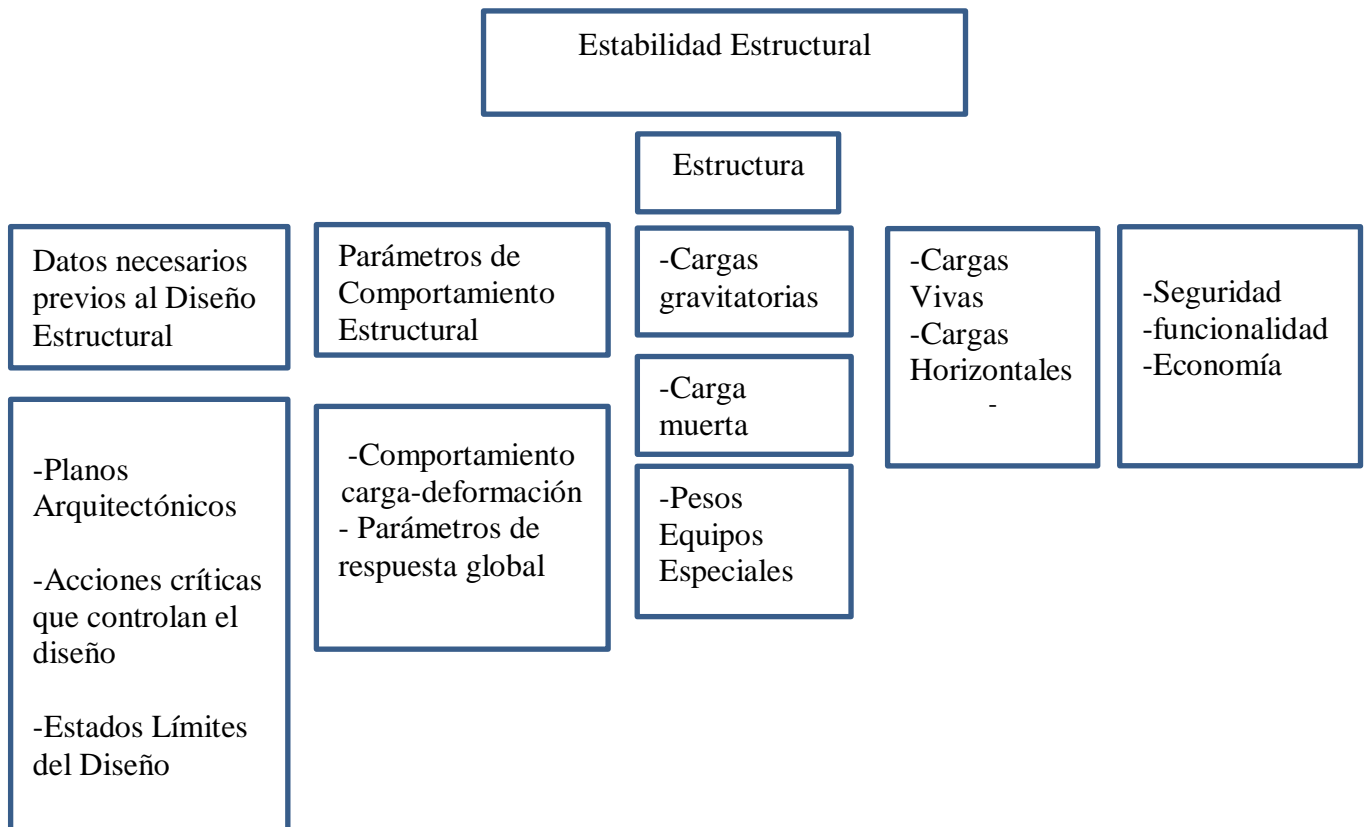
2.4.1. Supraordinación de las Variables



2.4.2. Infraordinación de las Variables: Variable Independiente



2.4.3. Infraordinación de las Variables: Variable Dependiente



2.4.4. Definición de los términos

2.4.4.1. Coeficiente de balasto o módulo de reacción del suelo también conocido como coeficiente de Sulzberger

Este parámetro asocia la tensión transmitida al terreno por una placa rígida con la deformación o la penetración de la misma en el suelo, mediante la relación entre la tensión aplicada por la placa “q” y la penetración o asentamiento de la misma “y”. Generalmente se la identifica con la letra “k”

$$k = \frac{q}{y} \quad \text{Ec. 00}$$

Este módulo, se obtiene mediante un simple ensayo de carga sobre el terreno, que se realiza utilizando una placa metálica rígida de sección cuadrada de 30,5 cm de lado o de sección circular con un diámetro de 30,5 cm, que se monta como se muestra en el esquema de la Fig. N° 1.

Definición

El módulo de Reacción o Coeficiente de Balasto se define como: *La relación entre la tensión capaz de generar una penetración de la placa en el terreno de 0,05” que equivale a una deformación de 0,127 cm, es decir que este coeficiente es la pendiente de la recta que une el origen de coordenadas con el punto de la curva “tensión – deformación” que genera un asentamiento de la placa de 0,127 cm, como se aprecia en la figura N° 2.*

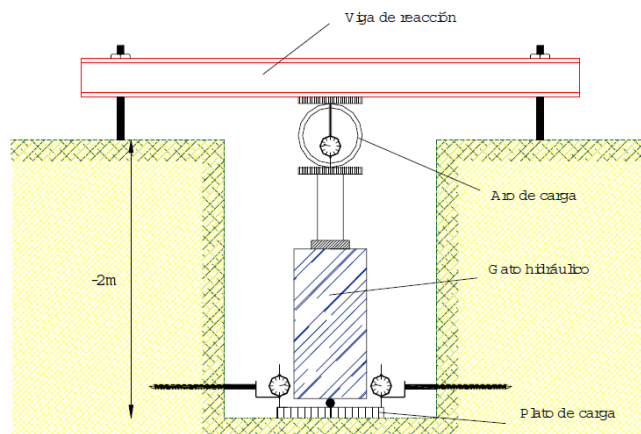


Figura N° 1: Ensayo de placa de carga

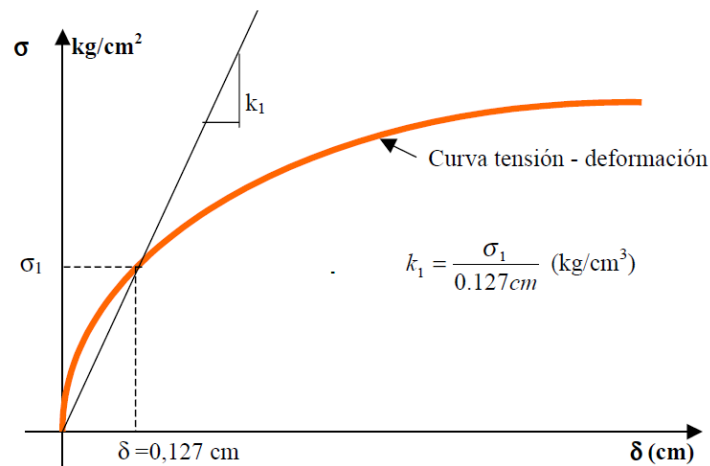


Figura N° 2: Coeficiente de balasto

Fuente: “Módulo de Reacción del Terreno o Coeficiente de Balasto” (Ing. NUÑEZ E, 1999)

2.4.4.2. El suelo

Definición- Origen.- En Geología el suelo es el producto de la descomposición de la roca en el mismo sitio donde éste se encuentra y debido a procesos de meteorización. Este producto recibe el nombre de suelo residual, y cuando conserva su textura original de la roca se llama suelo saprolítico.

En Ingeniería Civil y particularmente en Mecánica de suelos, el concepto de suelo es más amplio que geológico, pues abarca no solamente a los suelos residuales, sino también a todas las partículas transportadas y depositadas, sueltas o moderadamente cohesivas, como gravas, arenas, limos y arcillas o cualquiera de sus mezclas a veces con contenido orgánico. Incluye también grandes o pequeños bloques de roca ígnea, sedimentaria o metamórfica cementadas o no con las partículas finas. El agua contenida en el suelo juega un papel muy importante y es parte integrante del mismo.

Fuente: Mecánica de Suelos, (Ing. AVILA ANIBAL, 2004), Universidad Central del Ecuador, Quito, 1(I) pg.

2.4.4.3. Clasificación del suelo

Existen algunos autores que han intentado dar una clasificación lo más aproximada posible a la realidad. A continuación veremos la más usada llamada Sistema Unificado de clasificación de los suelos (SUCS). Este sistema fundamentado principalmente en la experiencia divide a los suelos en dos grandes grupos:

FINOS: Suelos en donde más del 50% pasa el tamiz N° 200.

GRUESOS: Suelos donde más del 50% se retiene en el tamiz N° 200.

Para subdividir a su vez los suelos finos, una gran cantidad de éstos y en diferentes variedades, se han tratado de ubicarlos en el sistema de coordenadas IP: versus LL. Y, empíricamente se ha llegado a la conclusión de que los suelos finos se agrupan en alineamientos inclinados conforme a sus propiedades de plasticidad y compresibilidad. Dentro de esta gráfica llamada carta de plasticidad, se trazó empíricamente la línea A, que pasa por los puntos de coordenadas (20-0) y (50-22).

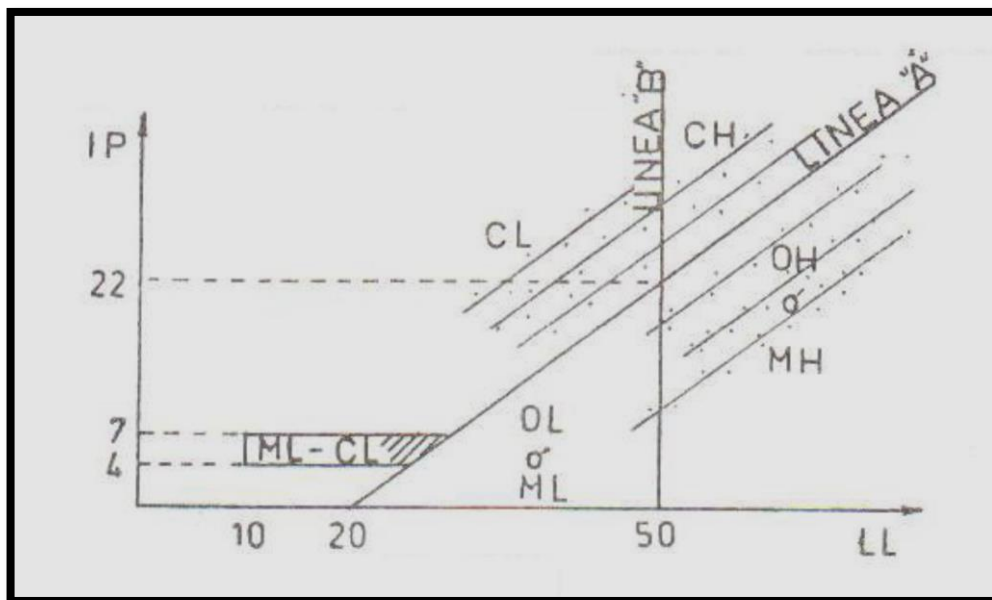


Figura N° 3: Carta de plasticidad

FUENTE: Mecánica de Suelos, (Ing. AVILA ANIBAL, 2004), Universidad Central del Ecuador, Quito

Por encima de esta línea se ubican las arcillas que se las simboliza con la letra C del inglés Clay, por debajo de la misma, los limos y suelos orgánicos que se les simboliza con las letras M del inglés Mud y O respectivamente.

Posteriormente se trazó la línea vertical B y quedó dividida la carta de plasticidad en cuatro grandes zonas.

La línea B divide a los suelos finos en dos grupos:

Suelos Finos de alta plasticidad $LL > 50$

Suelos Finos de baja plasticidad $LL < 50$

De esta manera quedó definida la carta en seis grupos de suelos añadiendo a los anteriores las letras L o H del inglés Low y High (baja y alta plasticidad respectivamente).

Casagrande introdujo una variación, en la carta tratando de definir los suelos con índice de plasticidad entre 4 y 7 y eran suelos que constituyeron la frontera entre los CL y ML, y así todos los suelos que caen dentro de la zona rayada se llaman simplemente CL-ML.

Suelos Gruesos.-Los suelos gruesos a su vez se subdividen en dos grupos:

Gravas: más del 50% retiene el tamiz N°4

Arenas: más del 50% pasa el tamiz N°4.

Se las designa con las letras G y S del inglés Gravel y Sand respectivamente.

Tanto las gravas como las arenas pueden ser bien y pobremente graduadas y es así como a los símbolos anteriores se posponen las letras P y W del inglés poorly y well respectivamente. Se tiene de este modo los cuatro principales grupos de suelos gruesos.

GP= Gravas pobremente graduadas

GW= Gravas bien graduadas

SP= Arenas pobremente graduadas

SW= Arenas bien graduadas

Se dice que un suelo es bien graduado cuando los porcentajes que pasan y retienen la serie de tamices son proporcionalmente distribuidos. Un suelo es mal graduado cuando estos porcentajes son mal distribuidos.

A su vez los cuatro grupos pueden ser:

GC= gravas arcillosas

GM=gravas limosas

SC=arenas arcillosas

SM=arenas limosas

Con lo cual totalizan ocho grupos de suelos gruesos.

Fuente: Mecánica de Suelos, (Ing. AVILA ANIBAL, 2004), Universidad Central del Ecuador, Quito, 31 pg.

2.4.4.4. Propiedades de los suelos

Propiedades físicas del suelo

- Textura
- Estructura

Propiedades mecánicas del suelo

- Capacidad portante del suelo
- Contenido de humedad
- Grado de saturación
- Permeabilidad
- Porosidad
- Drenaje

2.4.4.5. Mecánica de suelos

Es la ciencia que se encarga de la descripción, estudio y comportamiento físico-resistente del suelo frente a las variaciones de humedad y cargas aplicadas en

trabajos de ingeniería civil. Incluye la exploración subterránea mediante sondeos de 0 a 60 m de profundidad y la aplicación de las leyes de la Mecánica y la Hidráulica en los problemas teórico práctico de laboratorio y de campo.

Fuente: Mecánica de Suelos, (Ing. AVILA ANIBAL, 2004), Universidad Central del Ecuador, Quito, 1(1) pg.

2.4.4.6. Capacidad de carga del suelo

La capacidad de carga de los cimientos depende en general de la configuración, resistencia al corte y compresibilidad del terreno de fundación en el sitio, en acción conjunta con los factores introducidos por la construcción y el funcionamiento de las estructuras.

Para dimensionar los cimientos en función de la magnitud de las cargas, se requiere determinar un valor de la presión media que pueda aplicarse en el contacto suelo-fundación, y que permita anticipar un comportamiento satisfactorio del cimiento. Sin embargo, debe considerarse la posible incidencia de condiciones relativas a la ubicación y profundidad de la fundación o de cualquiera de los factores determinantes de su tipo y diseño. Esta presión, que se acostumbra denominar presión portante permisible, constituye una medida de la capacidad de carga del suelo de soporte de un sitio dado.

Los métodos analíticos de la geotecnia permiten cuantificar ciertos factores, pero pueden sugerir condiciones no cuantificables que requieren la aplicación del buen juicio del ingeniero. Desde el punto de vista del diseño deben considerarse los dos siguientes criterios generales:

(1) Que no se presenten movimientos en la fundación nocivos a la estabilidad y el buen funcionamiento de la estructura.

(2) Dentro de las limitaciones impuestas por los recursos técnicos y económicos, disponibles para investigar las características del terreno, deben aplicarse en forma equilibrada los criterios de seguridad y economía.

Fuente: Ingeniería de Fundaciones, (DELGADO VARGAS M., 1996), Ed. Escuela colombiana de Ingeniería, Santa Fe – Bogotá, 159 pg.

2.4.4.6.1. Teoría de la capacidad de carga de Terzaghi

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales rugosas. De acuerdo con ésta, una cimentación es superficial si la profundidad D_f (fig.4), de la cimentación es menor o igual que el ancho de la misma. Sin embargo, investigadores posteriores sugieren que cimentaciones con D_f igual a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación pueden ser definidas como cimentaciones superficiales.

Terzaghi sugirió que para una cimentación corrida (es decir, cuando la relación ancho entre longitud de la cimentación tiende a cero), la superficie de falla en el suelo bajo carga última puede suponerse similar a la mostrada en la fig. 4.

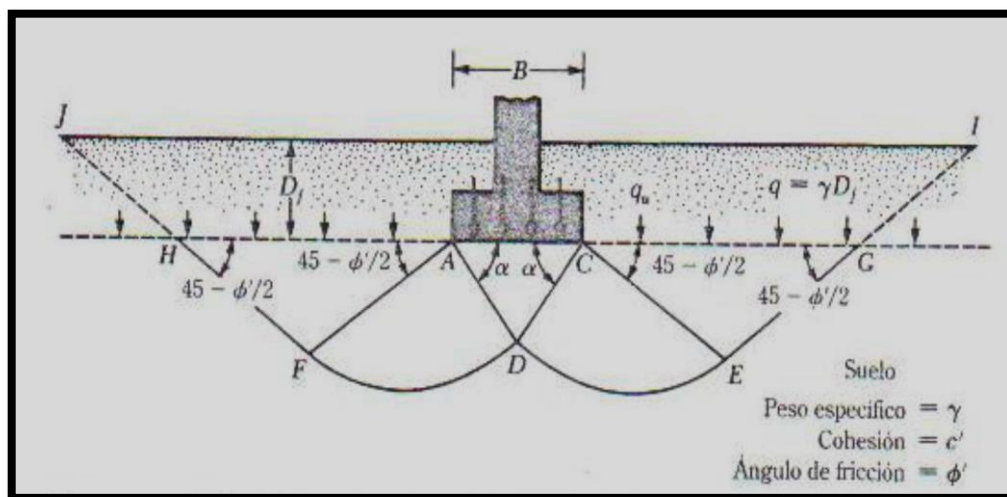


Figura N° 4: Falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación corrida, rígida y rugosa.

FUENTE. Ingeniería de Fundaciones, (DELGADO VARGAS M., 1996), Ed. Escuela colombiana de Ingeniería, Santa Fe – Bogotá,

El efecto del suelo arriba del desplante de la cimentación puede también suponerse reemplazado por una sobrecarga equivalente $q = \gamma D_f$ (donde γ = peso específico del suelo). La zona de falla bajo la cimentación puede separarse en tres partes (véase fig.4):

1. La zona triangular ADC inmediatamente debajo de la cimentación
2. Las zonas de cortes radiales ADF y CDE, con las curvas DE y DF como arcos de una espiral logarítmica.
3. Dos zonas pasivas de Rankine triangulares AFH y CEG.

Se supone que los ángulos CAD y ACD son iguales al ángulo de fricción del suelo Φ . Observe que, con el reemplazo del suelo arriba del desplante de cimentación por una sobrecarga equivalente q , se despreció la resistencia de corte del suelo a lo largo de las superficies de falla GI y HJ.

Usando el análisis de equilibrio, Terzaghi expresó la capacidad de carga última en la forma:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \quad (\text{Cimentación corrida}) \quad \text{Ec. 01}$$

Donde

- c = cohesión del suelo
- γ = peso específico del suelo
- $q = \gamma D_f$

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo Φ de fricción del suelo.

TABLA. 01 Factor de capacidad de carga de Terzaghi

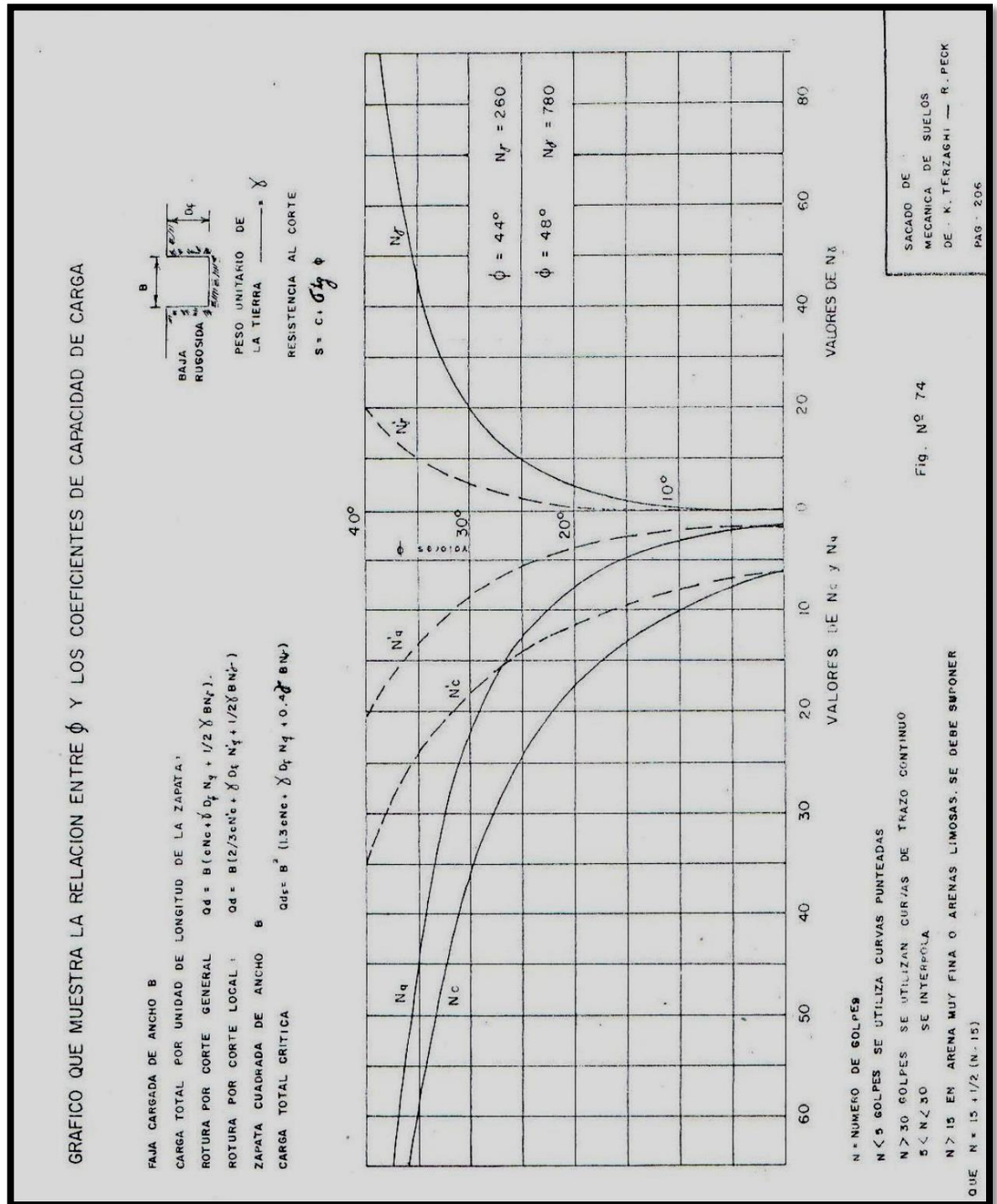


Figura N° 5: Relación entre ϕ y los coeficientes de capacidad de carga

FUENTE.- Mecánica de Suelos (Ing. AVILA ANIBAL, 2004) febrero del 2004

Las variaciones de los factores de capacidad de carga definidos por las ecuaciones se dan en la tabla 1.

TABLA. 01 Factor de capacidad de carga de Terzagui.

ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a	ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1 072.80
25	25.13	12.72	8.34				

^aSegún Kumbhojkar (1993)

Para estimar la capacidad de carga última de cimentaciones cuadradas o circulares, la ecuación (1) puede modificarse a

$$qu = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad (\text{Cimentación cuadrada}) \quad \text{Ec. 02}$$

$$qu = 1.3cN_c + qN_q + 0.6\gamma BN_\gamma \quad (\text{Cimentación circular}) \quad \text{Ec. 03}$$

En la ecuación (2), B es igual a la dimensión de cada lado de la cimentación; en la ecuación (3), B es igual al diámetro de la cimentación.

Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, (DAS , BRAJA M., 1999), 5ta. Ed., California State University, Sacramento 126 pg.)

2.4.4.7. Módulo o coeficiente de balasto

El concepto de módulo de Balasto fue introducido inicialmente por Emil Winkler en 1867 y ampliamente utilizado por H. Zimmerman en 1888 como aplicación práctica al análisis en rieles para ferrocarril, los cuales descansan sobre una capa de grava especialmente acondicionada denominada balasto.

Los coeficientes de balasto, que intervienen en el estudio y diseño de hormigones en medio elástico no son magnitudes fácilmente medibles ni tabulables, por cuanto dependen de un número elevado de variables, dimensiones del área cargada, heterogeneidad de los estratos, magnitud y duración de las cargas, etc.

Se define al módulo de balasto K como la reacción del suelo en Kg/cm^3 , cuando se aplica una deformación de 1 cm. de acuerdo a esta definición la expresión general será:

$$k = \frac{P}{y} \quad \text{Ec. 04}$$

En donde K = representa el módulo de balasto en Kg/cm^3

p = representa la reacción o presión en el suelo en Kg/cm^2

y = representa la deformación o deflexión del suelo en cm.

La teoría se basa en admitir las siguientes propiedades para K :

a) El valor de K es independiente del valor de la presión p , o sea que la relación

(1) es lineal.

b) El valor de K es constante en toda la superficie del suelo sometida a presión por la fundación.

Experimentalmente se ha comprobado que ambas propiedades supuestas para K no son rigurosamente ciertas, pero sin embargo los resultados de la teoría han demostrado ser razonables. En todo caso es de importancia fundamental la determinación del módulo K .

Valores referenciales del Coeficiente de Balasto:

Tabla N.- 02 Coeficiente de balasto Terzaghi.

VALORES DE K30 PROPUESTOS POR TERZAGHI	
Suelo	k30 (kp/cm³)
Arena seca o húmeda:	
-Suelta	0,64-1,92 (1,3)*
-Media	1,92-9,60 (4,0)
-Compacta	9,60-32 (16,0)
Arena sumergida:	
-Suelta	(0,8)
-Media	(2,50)
-Compacta	(10,0)
Arcilla:	
q _u =1-2 kp/cm ²	1,6-3,2 (2,5)
q _u =2-4 kp/cm ²	3,2-6,4 (5,0)
q _u >4 kp/cm ²	>6,4 (10)
*Entre paréntesis los valores medios propuestos	

Tabla N.- 03 Coeficiente de balasto diversos autores

VALORES DE K30 PROPUESTOS POR DIVERSOS AUTORES	
Suelo	k30 (kp/cm³)
Arena fina de playa	1,0-1,5
Arena floja, seca o húmeda	1,0-3,0
Arena media, seca o húmeda	3,0-9,0
Arena compacta, seca o húmeda	9,0-20,0
Gravilla arenosa floja	4,0-8,0
Gravilla arenosa compacta	9,0-25,0
Grava arenosa floja	7,0-12,0
Grava arenosa compacta	12,0-30,0
Margas arcillosas	20,0-40,0
Rocas blandas o algo alteradas	30,0-500
Rocas sanas	800-30.000

FUENTE. Curso aplicado de cimentaciones. (RODRIGUEZ JOSE MARIA, SERRA JESUS Y OTEO CARLOS), *COAM*

2.4.4.8. Módulo de rigidez G

Módulo de rigidez (o módulo de corte) es el coeficiente de elasticidad para una fuerza de cizallamiento. Se define como "la relación de esfuerzo cortante para el desplazamiento por unidad de longitud de la muestra (deformación por esfuerzo cortante)". Puede ser determinado mediante la siguiente expresión:

$$G = \frac{1}{2} \times \frac{E}{(1 + \gamma)} \quad \text{Ec. 05}$$

Dónde: G = módulo de rigidez (T/m²).

E = módulo de Young o de Elasticidad (T/m²)

γ = Coeficiente de Poisson ($\gamma > 0$, sin unidades)

2.4.4.9. Cimentaciones

El cimiento es aquella parte de la estructura encargada de transmitir las cargas al terreno. Dado que la resistencia y rigidez del terreno son, salvo raros casos, muy inferiores a las de la estructura, la cimentación posee un área en planta muy superior a la suma de las áreas de todos los soportes y muros de carga.

Lo anterior conduce a que los cimientos son en general piezas de volumen considerable, con respecto al volumen de las piezas de la estructura. Los cimientos se construyen casi invariablemente en hormigón armado y, en general, se emplea en ellos hormigón de calidad relativamente baja, ya que no resulta económicamente interesante el empleo de hormigones de resistencias mayores.

Para poder realizar una buena cimentación es necesario un conocimiento previo del terreno en el que se va a construir la estructura. La correcta clasificación de los materiales del subsuelo es un paso importante para cualquier trabajo de

cimentación, porque proporciona los primeros datos sobre las experiencias que puedan anticiparse durante y después de la construcción.

El detalle con el que se describen, prueban y valoran las muestras, depende del tipo de estructura que se va a construir, de consideraciones económicas de la naturaleza de los suelos, y en cierto grado del método con el que se hace el muestreo. Las muestras deben describirse primero sobre la base de una inspección ocular y de ciertas pruebas sencillas que pueden ejecutarse fácilmente tanto en el campo como en el laboratorio clasificando el material en uno de los grupos principales: grava, arena, limo y arcilla. La mayor parte de los suelos naturales se componen por la mezcla de dos o más de estos elementos, y pueden contener por añadidura material orgánico parcial o completamente descompuesto.

Fuente: (PECK, RALPH Y OTROS, 2004).Ingeniería de Cimentaciones. Editorial Limusa, S.A. de C.V. México, D.F

2.4.4.10. Tipos de cimentación

Los cimientos pueden clasificarse en cimentaciones propiamente dichas, anclajes y muros-pantalla. Las primeras transmiten al terreno principalmente esfuerzos de compresión y momentos flectores y se dividen atendiendo a su profundidad, contada siempre desde la línea de cota de la obra, en directas o superficiales, cimentaciones en pozo y cimentaciones profundas. Los anclajes transmiten tensiones de tracción. Conceptualmente, los muros-pantalla destinados a la contención de tierras en excavaciones de sótanos suelen considerarse dentro de la categoría de las cimentaciones aunque su función primordial no sea la transmisión de esfuerzos al terreno.

2.4.4.11. Clasificación general de las cimentaciones

Cimentaciones superficiales

Son aquellas que se apoyan en las capas superficiales o poco profundas del suelo, por tener éste suficiente capacidad portante o por tratarse de construcciones de importancia secundaria y relativamente livianas.

En estructuras importantes, tales como puentes, las cimentaciones, incluso las superficiales, se apoyan a suficiente profundidad como para garantizar que no se produzcan deterioros. Las cimentaciones superficiales se clasifican en:

- Cimentaciones ciclópeas.
- Zapatas aisladas.
- Zapatas corridas.
- Zapatas combinadas.
- Losas de cimentación.

Un caso que se puede considerar intermedio entre las zapatas y las losas es el de la cimentación por medio de un emparrillado, que consiste en una serie de zapatas corridas, entrecruzadas en dos direcciones.

Fuente: (PECK, RALPH Y OTROS, 2004). Ingeniería de Cimentaciones. Editorial Limusa, S.A. de C.V. México, D.F.

Cimentaciones ciclópeas

En terrenos cohesivos donde la zanja pueda hacerse con paramentos verticales y sin desprendimientos de tierra, el cimientado de concreto ciclópeo (hormigón) es sencillo y económico. El procedimiento para su construcción consiste en ir vaciando dentro de la zanja piedras de diferentes tamaños al tiempo que se vierte la mezcla de concreto en proporción 1:3:5, procurando mezclar perfectamente el concreto con las piedras, de tal forma que se evite la continuidad en sus juntas. Este es un sistema que ha quedado prácticamente en desuso, se usaba en construcciones con cargas poco importantes. El hormigón ciclópeo se realiza añadiendo piedras más o menos grandes a medida que se va hormigonando para economizar material.

Utilizando este sistema, se puede emplear piedra más pequeña que en los cimientados de mampostería hormigonada. La técnica del hormigón ciclópeo consiste en lanzar las piedras desde el punto más alto de la zanja sobre el hormigón en masa, que se depositará en el cimientado. Precauciones:

- Tratar que las piedras no estén en contacto con la pared de la zanja.
- Que las piedras no queden amontonadas.
- Alternar en capas el hormigón y las piedras.
- Cada piedra debe quedar totalmente envuelta por el hormigón.

Zapatas

Una zapata es una ampliación de la base de una columna o muro, que tiene por objeto transmitir la carga al subsuelo a una presión adecuada a las propiedades del suelo. Las zapatas que soportan una sola columna se llaman individuales o zapatas aisladas. La zapata que se construye debajo de un muro se llama zapata corrida o zapata continua. Si una zapata soporta varias columnas se llama zapata combinada. En la figura 6, se pueden observar los tipos de zapata, que posteriormente serán expuestas con detalle.

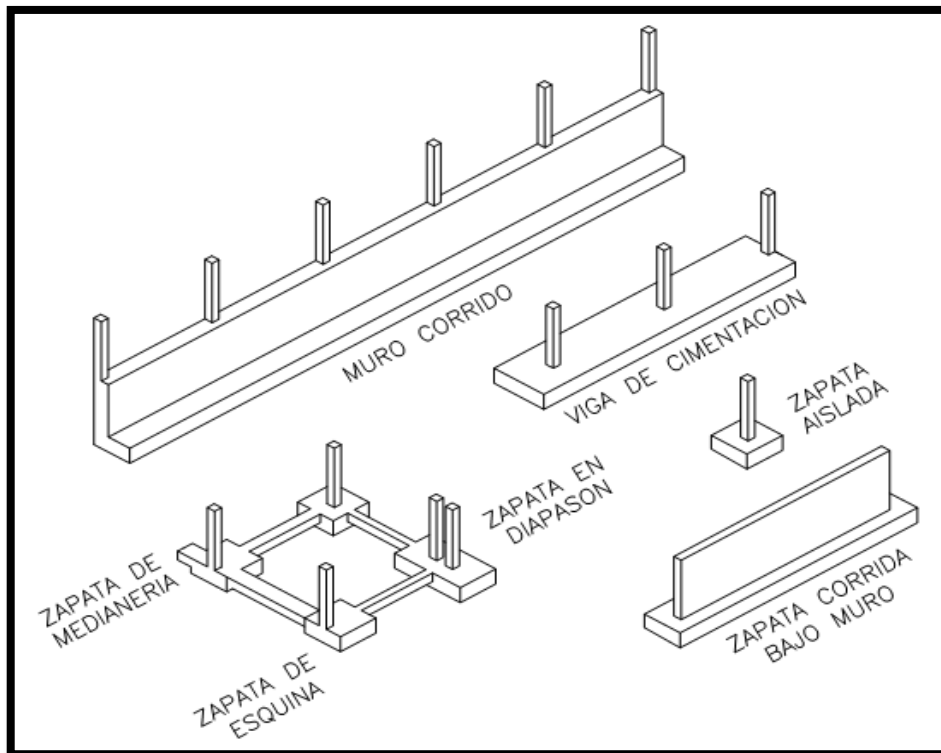


Figura 6: Tipos de Zapatas

Zapatas aisladas

Las zapatas aisladas son un tipo de cimentación superficial que sirve de base de elementos estructurales puntuales como son los pilares; de modo que esta zapata amplía la superficie de apoyo hasta lograr que el suelo soporte sin problemas la carga que le transmite. El término zapata aislada se debe a que se usa para asentar un único pilar, de ahí el nombre de aislada. Es el tipo de zapata más simple, aunque cuando el momento flector en la base del pilar es excesivo no son adecuadas y en su lugar deben emplearse zapatas combinadas o zapatas corridas en las que se asienten más de un pilar. La zapata aislada no necesita junta pues al estar empotrada en el terreno no se ve afectada por los cambios térmicos, aunque en las estructuras sí que es normal además de aconsejable poner una junta cada 3 m aproximadamente, en estos casos la zapata se calcula como si sobre ella solo recayese un único pilar. Una variante de la zapata aislada aparece en edificios con junta de dilatación y en este caso se denomina "zapata ajo pilar en junta de diapasón".

En el cálculo de las presiones ejercidas por la zapata debe tenerse en cuenta además del peso del edificio y las sobrecargas, el peso de la propia zapata y de las tierras que descansan sobre sus vuelos, estas dos últimas cargas tienen un efecto desfavorable respecto al hundimiento. Por otra parte en el cálculo de vuelco, donde el peso propio de la zapata y las tierras sobre ellas tienen un efecto favorable.

Para construir una zapata aislada deben independizarse los cimientos y las estructuras de los edificios ubicados en terrenos de naturaleza heterogénea, o con discontinuidades, para que las diferentes partes del edificio tengan cimentaciones estables. Conviene que las instalaciones del edificio estén sobre el plano de los cimientos, sin cortar zapatas ni riostras. Para todo tipo de zapata, el plano de apoyo de la misma debe quedar empotrado 1 dm en el estrato del terreno.

La profundidad del plano de apoyo se fija basándose en el informe geotécnico, sin alterar el comportamiento del terreno bajo el cimiento, a causa de las variaciones

del nivel freático o por posibles riesgos debidos a las heladas. Es conveniente llegar a una profundidad mínima por debajo de la cota superficial de 50 u 80 cm. en aquellas zonas afectadas por estas variables. En el caso en que el edificio tenga una junta estructural con soporte duplicado (dos pilares), se efectúa una sola zapata para los dos soportes. Conviene utilizar hormigón de consistencia plástica, con áridos de tamaño alrededor de 40 mm. En la ejecución, y antes de verter el hormigón, disponer en el fondo una capa de hormigón pobre de aproximadamente 5 cm de espesor (emplantillado), antes de colocar las armaduras.

Zapatas corridas

Las zapatas corridas se emplean para cimentar muros portantes, o hileras de pilares. Estructuralmente funcionan como viga flotante que recibe cargas lineales o puntuales separadas.

Son cimentaciones de gran longitud en comparación con su sección transversal. Las zapatas corridas están indicadas como cimentación de un elemento estructural longitudinalmente continuo, como un muro, en el que pretendemos los asientos en el terreno. También este tipo de cimentación hace de arriostamiento, puede reducir la presión sobre el terreno y puede puentear defectos y heterogeneidades en el terreno. Otro caso en el que resultan útiles es cuando se requerirían muchas zapatas aisladas próximas, resultando más sencillo realizar una zapata corrida.

Las zapatas corridas se aplican normalmente a muros. Pueden tener sección rectangular, escalonada o estrechada cónicamente. Sus dimensiones están en relación con la carga que han de soportar, la resistencia a la compresión del material y la presión admisible sobre el terreno. Por practicidad se adopta una altura mínima para los cimientos de hormigón de 3 dm aproximadamente. Si las alturas son mayores se les da una forma escalonada teniendo en cuenta el ángulo de reparto de las presiones.

En el caso de que la tierra tendiese a desmoronarse o el cimiento deba escalonarse, se utilizarán encofrados. Si los cimientos se realizan en hormigón apisonado, pueden hormigonarse sin necesidad de los mismos.

Si los trabajos de cimentación debieran interrumpirse, se recomienda cortar en escalones la junta vertical para lograr una correcta unión con el tramo siguiente. Asimismo colocar unos hierros de armadura reforzará esta unión.

Las Zapatas Corridas son, según el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC 2002), aquellas zapatas que recogen más de tres pilares. Las considera así distintas a las zapatas combinadas, que son aquellas que recogen dos pilares. Esta distinción es objeto de debate puesto que una zapata combinada puede soportar perfectamente tres pilares.

Zapatas combinadas

Una zapata combinada es un elemento que sirve de cimentación para dos o más pilares. En principio las zapatas aisladas sacan provecho de que diferentes pilares tienen diferentes momentos flectores. Si estos se combinan en un único elemento de cimentación, el resultado puede ser un elemento más estabilizado y sometido a un menor momento resultante.

Consideraciones generales

En las zonas frías, las zapatas se desplantan comúnmente a una profundidad no menor que la penetración normal de la congelación. En los climas más calientes, y especialmente en las regiones semiáridas, la profundidad mínima de las zapatas puede depender de la mayor profundidad a que los cambios estacionales de humedad produzcan una contracción y expansión apreciable del suelo.

La elevación a la que se desplanta una zapata, depende del carácter del subsuelo, de la carga que debe soportar, y del costo del cimiento. Ordinariamente, la zapata se desplanta a la altura máxima en que pueda encontrarse en material que tenga la capacidad de carga adecuada.

La excavación para una zapata de concreto reforzado debe mantenerse seca, para poder colocar el refuerzo y sostenerlo en su posición correcta mientras se vierte el concreto. Para hacer esto en los suelos que contienen agua puede ser necesario bombear, ya sea de cárcamos o de un sistema de drenes instalado previamente.

Losas de cimentación

Una losa de cimentación es una zapata combinada que cubre toda el área que queda debajo de una estructura y que soporta todos los muros y columnas. Cuando las cargas del edificio son tan pesadas o la presión admisible en el suelo es tan pequeña que las zapatas individuales van a cubrir más de la mitad del área del edificio, es probable que la losa corrida sea más económica que las zapatas.

Las losas de cimentación se proyectan como losas de concreto planas y sin nervaduras. Las cargas que obran hacia abajo sobre la losa son las de las columnas individuales o las de los muros. Si no hay una distribución uniforme de las cargas de las columnas o bien el suelo es tal que pueden producirse grandes asentamientos diferenciales, las losas deben reforzarse para evitar deformaciones excesivas. La forma de refuerzo es simplemente utilizando muros divisorios como nervaduras de vigas T conectadas a la cimentación, o bien usando marcos rígidos o haciendo celdas con trabes y contra trabes, es entonces cuando se forman los llamados cajones de cimentación. En la figura 7 se muestran a grandes rasgo la representación de losas de cimentación.

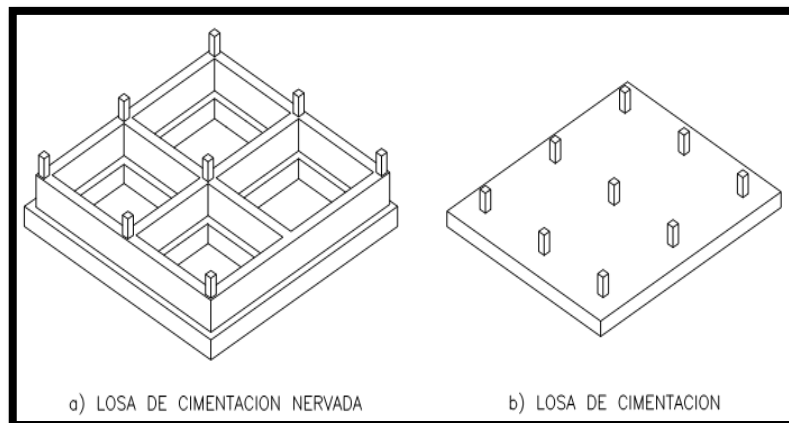


Figura 7: Losas de Cimentación

Cimentaciones semiprofundas

- Pozos de cimentación o *caissons*.
- Otras cimentaciones semiprofundas:
 - Arcos de ladrillo sobre machones de hormigón o mampostería.
 - Muros de contención bajo rasante.
 - Micro pilotes.

Pozos de cimentación o caissons

Los pozos de cimentación se plantean como solución entre las cimentaciones superficiales, (zapatas, losas, etc.) y las cimentaciones profundas, por lo que en ocasiones se catalogan como semiprofundas. La elección de pozos de cimentación aparece como consecuencia de resolver de forma económica, la cimentación de un edificio cuando el firme se encuentra a una profundidad de 4 a 6 mts. Algunas veces estos deben hacerse bajo agua, cuando no puede desviarse el río, en ese caso se trabaja en cámaras presurizadas.

Como soluciones constructivas para la ejecución de pozos de cimentación se puede indicar que los pozos rectangulares o circulares están condicionados por los medios manuales de excavación, pudiendo alcanzar profundidades de 30 mts. Con medios mecánicos. Se puede observar cierta analogía, con los pilotes de gran diámetro.

Las formas geométricas adoptadas, según la capacidad portante del terreno y su situación respecto a la edificación pueden ser:

- Los pozos circulares suelen variar desde los 0.60 m (dimensión mínima para permitir el acceso de un operario) hasta los 2 m de diámetro.
- Generalmente, al producirse la acción lateral de las tierras sobre el pozo, impide el pandeo de este, por lo que se calcula como un soporte corto.

- Según las solicitudes, los pozos se pueden ejecutar de hormigón armado, o de hormigón en masa.
- De forma análoga a las zapatas, se deben disponer vigas de atado entre los pozos, para arriostramiento de los mismos, siendo criterio del proyectista cómo y cuándo deben disponerse.

Otras cimentaciones semiprofundas

Arcos de ladrillo

Por lo general se realizan sobre machones de hormigón o mampostería. En zonas donde la piedra es abundante suele aprovecharse esta como material de cimentación de mampostería. Para grandes construcciones es necesario efectuar en un laboratorio de ensayo pruebas sobre la resistencia de la piedra de que se dispone. Tratándose de construcciones sencillas, en la mayoría de casos resulta suficiente efectuar la prueba golpeando simplemente la piedra con una maceta y observando el ruido que se produce. Si este es hueco y sordo, la piedra es blanda, mientras que si es aguda y metálico, la piedra es dura.

Muros de contención bajo rasante

Se realizan cuando no se considera necesario anclar el muro al terreno, para el sostén de la edificación, debiendo tenerse en cuenta para la ejecución de los elementos de contención, las cargas que les puedan afectar.

Micro pilotes

Son una variante basada en la misma idea del pilotaje, que frecuentemente constituyen una cimentación semiprofunda.

Cimentaciones profundas

Se basan en el esfuerzo cortante entre el terreno y la cimentación para soportar las cargas aplicadas, o más exactamente en la fricción vertical entre la cimentación y el terreno. Por eso deben ser más profundas, para poder proveer sobre una gran

área sobre la que distribuye un esfuerzo suficientemente grande para soportar la carga. Este tipo de cimentación se utiliza cuando se tienen circunstancias especiales:

Una construcción determinada extensa en el área planificación.

Una obra con una carga demasiado grande no pudiendo utilizar ningún sistema de cimentación especial.

Que terreno al ocupar no tenga resistencia o características necesarias para soportar construcciones muy extensas o pesadas. Algunos métodos utilizados en cimentaciones profundas son:

- Pilas y Cilindros.
 - Pilotes.
 - Pantallas:
 - pantallas isostáticas.
 - pantallas hiperestáticas.

Pilas y cilindros

En la ingeniería de cimentaciones el término pila tiene dos significados diferentes. De acuerdo con uno de sus usos la pila es un miembro estructural subterráneo que tiene la función que cumple una zapata, es decir transmitir las cargas que soporta al suelo. Sin embargo, en contraste con una zapata, la relación de la profundidad de la cimentación con respecto a la base de las pilas es por lo general mayor que cuatro, mientras que para las zapatas, esta relación es menor que la unidad.

De acuerdo con su segundo uso, una pila es el apoyo, ya sea de concreto o de mampostería para la superestructura de un puente. Puede considerarse a la pila en sí misma, como una estructura que a su vez debe estar apoyada sobre una cimentación adecuada. La base de una pila puede descansar directamente sobre un estrato firme o puede estar apoyada sobre una serie de pilotes. Los cuerpos de pila situados en los extremos de un puente reciben el nombre de estribos. Las dimensiones del cuerpo de una pila están restringidas entre otras cosas por la magnitud de las reacciones de los apoyos, la distancia para la dilatación de la superestructura y la distancia entre armaduras y trabes. Hay varios tipos de pilas:

las llenas de usan regularmente en puentes ferroviarios, las dobles de adaptan muy bien a puentes carreteros y las pilas T suelen usarse para librar claros sobre vías de ferrocarril o carreteras.

Pilotes

Los pilotes son miembros estructurales con un área de sección transversal pequeña en comparación con su longitud. Se hincan en el suelo a base de golpes generados por maquinaria especializada, en grupos o en filas, conteniendo cada uno el suficiente número de pilotes para soportar la carga de una sola columna o muro. Son elementos de cimentación esbeltos que se hincan (*pilotes de desplazamiento* prefabricados) o construyen en una cavidad previamente abierta en el terreno (*pilotes de extracción* ejecutados *in situ*). Antiguamente eran de madera, hasta que en los años 1940 comenzó a emplearse el hormigón. La figura 8 representa pilotes prefabricados y la figura 4, dichas estructuras en vista espacial.

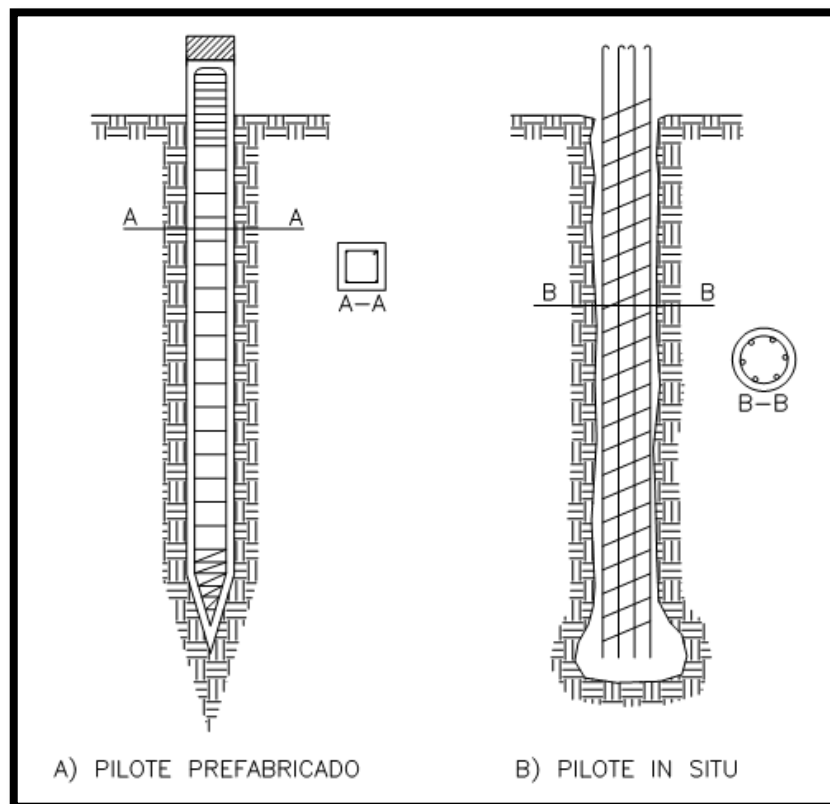


Figura 8: Pilotes prefabricados e in situ

Pantallas

Son muros verticales profundos que soportan las presiones del terreno; por tanto, es necesario anclar el muro a dicho terreno.

Tipos de pantallas

- Pantallas isostáticas: con una línea de anclajes
- Pantallas hiperestáticas: dos o más líneas de anclajes.

Fuente: (PECK, RALPH Y OTROS, 2004). *Ingeniería de Cimentaciones*. Editorial Limusa, S.A. de C.V. México, D.F.

2.4.4.12. Requisitos básicos para una cimentación satisfactoria

Es usual concebir ciertos patrones de comportamiento esperado como conceptos orientados al diseño de las obras. El estado actual de los conocimientos en fundaciones y análisis geotécnico señala que las fundaciones deben cumplir un mínimo de requisitos, si se espera un comportamiento satisfactorio bajo la acción de cargas a lo largo de su vida útil. Estos requisitos pueden considerarse como básicos, si se tiene en cuenta que prácticamente constituyen el punto de partida para fijar criterios conducentes a su evaluación, análisis, diseño y programación. Dichos requisitos dependen en general de las condiciones de la estructura y del suelo portante, actuando conjuntamente. Es frecuente que el suelo sea el principal factor en el comportamiento del sistema; sin embargo, el efecto de interacción suelo-estructura puede llegar a ser dominante.

Los requisitos indicados a continuación se encuentran en su sentido esencial parcial o totalmente incluidos en tratados, normas y códigos de construcción.

(1) La cimentación debe ser apropiadamente localizada o protegida respecto a cualquier potencial influencia que puede afectar nocivamente su comportamiento y atentar contra la permanencia de las condiciones asumidas en el diseño.

(2) La cimentación y el suelo portante deben ser estables y seguros respecto a fallas asociadas a la acción de las cargas.

(3) La cimentación no debe asentarse o reflectarse en una magnitud tal que deteriore la estructura o limite su utilidad.

(4) La cimentación y los procesos constructivos asociados no deben afectar estructuras vecinas o desestabilizar el medio en el cual quede emplazada.

Fuente: (Ingeniería de Fundaciones, (DELGADO VARGAS M., 1996), Ed. Escuela colombiana de Ingeniería, Santa Fe – Bogotá, 136 pg.)

2.4.4.13. Estabilidad estructural

Real Academia de la lengua:

Estabilidad: Calidad de estable

Estable: Que se mantiene sin peligro de cambiar, caer o desaparecer.

Estructuralmente la estabilidad es:

Un estado en el cual bajo cualquier alteración tiende a prevalecerse hasta que el factor externo o interno lleva al componente o al sistema estructural a pasar, del dominio estable al dominio inestable.

2.4.4.14. Estructura

Conjunto de elementos ensamblados para resistir cargas verticales y sísmicas.

Las estructuras pueden clasificarse en estructuras de edificación y otras estructuras distintas a las de edificación.

Código Ecuatoriano de la Construcción (C.E.C 2002), Requisitos Generales de Diseño, Capítulo 6-Reducción de las Cargas Vivas.

2.4.3.15. Datos necesarios previos al análisis estructural

Para poder comenzar con el análisis estructural de cualquier proyecto arquitectónico se debe tener una clara información de dicho proyecto. En particular si el diseño va a estar controlado por acciones sísmicas, lo ideal es que el arquitecto y el ingeniero trabajen juntos desde la concepción misma del proyecto. Esto a efecto que de esa interacción, los conflictos a resolver puedan ser suavizados y compatibilizados para que la ecuación función – seguridad – economía sea la mejor posible. Se va a suponer que esta etapa en este caso existió y han sido superados dando como resultado un diseño global (es decir de la estructura en su conjunto) simple, claro y predecible.

La información que se necesita la podríamos agrupar en:

2.4.4.16. Planos arquitectónicos

Esta información debe ser suministrada por la Arquitecta responsable del proyecto arquitectónico, la documentación tendrá planos definitivos, se entregarán en forma de archivos magnéticos (AUTOCAD), esto permitirá:

- a) Agilidad en la información.
- b) La impresión en escalas adecuadas según normas técnicas.
- c) Uniformidad en las dimensiones.
- d) Rapidez para adaptar cambios durante el proceso de diseño.
- e) Verificar interferencias entre el proyecto arquitectónico y el estructural; por ejemplo: ubicación de vanos en losas, vigas y/o tabiques para el paso de servicios.
- f) Mantener la información segura en el tiempo.

Fuente: Filosofía del diseño para estructuras de hormigón armado, (LLOPIZ CARLOS RICARDO, 2001)

2.4.4.17. Acciones críticas que controlan el diseño

La solución estructural a un proyecto arquitectónico determinado, estará controlada por las acciones críticas o dominantes y por la respuesta o nivel de comportamiento que se espera del edificio.

Las acciones críticas son aquellas que determinan, el sistema estructural global del edificio (por ejemplo, muros acoplados de hormigón armado) y por otro el diseño de cada uno de los elementos estructurales que lo componen (muros y vigas de acople).

Lo importante en esta etapa del diseño es identificar las acciones críticas con sus posibles combinaciones.

Fuente: Filosofía del diseño para estructuras de hormigón armado, (LLOPIZ CARLOS RICARDO, 2001)

2.4.4.18. Estados límites del diseño

Para cargas gravitatorias y de viento, las acciones pueden evaluarse con aproximación confiable y en consecuencia, la ecuación frecuencia de la excitación versus daño esperado, puede acotarse en forma confiable. Para estos casos, la aplicación de factores de seguridad (sobre las resistencias de los materiales) y del diseño por tensiones admisibles, de factores de amplificación de las acciones y uso de método de resistencia, aseguran un comportamiento elástico del material, prácticamente sin daño ante las solicitaciones de servicio.

a) Estado Límite de Servicio.-El hecho de que ocurran sismos frecuentes que inducen solicitaciones relativamente pequeñas, no tendría que interferir con el normal funcionamiento del proyecto, esto significa que no deberían ocurrir daños ni a los elementos estructurales, ni a los componentes no estructurales.

Es un requerimiento básicamente de rigidez, el objetivo es que los desplazamientos y deformaciones resultantes se mantengan dentro de límites de ductilidad, de manera que el daño sea mínimo y los niveles de demandas de resistencia se mantengan dentro de parámetros aceptables comparados con las capacidades. En general está de acuerdo que para cada estado límite, el sismo definido está asociado a la importancia de la construcción, el período de retorno podría estar comprendido entre 30 a 50 años, para un hospital, estación de bomberos, centro de comunicaciones o una planta nuclear, donde se necesita mayor grado de protección, el período de retorno a adoptar debería ser mayor.

b) Estado Límite de Control de Daño.-Para el caso de sismos menos frecuentes (a veces llamados ocasionales), podrá aceptar cierto nivel de daño, se admitirá que la estructura alcance o esté muy cerca del límite de su resistencia.

Después de este sismo, si el edificio sufrió daños, económicamente es viable su reparación y se volverá a restablecer su funcionamiento completo, el período de retorno para los sismos que colocan a la estructura en este estado límite se puede definir entre 50 a 100 años.

c) Estado Límite Último.-Para el caso de sismos muy severos, cuyos períodos de retorno pueden ser grandes (entre 100 a 500 años), se admitirá que el edificio sufra daños generalizados, no se admite que colapse, esto quiere decir, se alcanzó el nivel máximo de resistencia, la estructura cuenta con suficiente ductilidad como para disipar la energía del sismo, a través de daño de comportamiento no lineal.

Se debe reconocer que los límites entre estos estados de comportamiento asociados a diferentes intensidades de agitación sísmica, son muy difusos, es por ello que existen distintas filosofías y criterios en las normas sismo-resistentes de los países y aún regiones que están sometidas a sismos.

Fuente: Filosofía del diseño para estructuras de hormigón armado, (LLOPIZ CARLOS RICARDO, 2001)

2.4.4.19. Parámetros de comportamiento estructural

2.4.4.19.1. Comportamiento carga vs. Deformación.

Muchas estructuras no pueden soportar desviaciones laterales grandes, entre éstas tenemos edificios, puentes y otras similares estructuras típicas que pueden tolerar no más de 0.25 a 0.75 pulgadas (6-18 mm) de movimiento lateral. Por lo tanto cuando hay límites en las deflexiones laterales permisibles, se puede conducir a un análisis carga - deformación, para determinar la carga lateral que corresponde a cierta desviación permisible. Este análisis también evalúa el máximo momento, M_{max} , que corresponde a dicha deflexión.

El análisis carga - deformación debe considerar que la resistencia a la flexión depende del módulo de elasticidad (E), del momento de inercia (I) de la fundación y se evalúa fácilmente utilizando los principios del análisis estructural. Sin embargo la resistencia del suelo es mucho más difícil de evaluar.

Fuente: “*Evaluation of coefficients of subgrade reaction*”, Geotechnique, en 1995.

2.4.4.19.2. Parámetros estructurales globales

Los tres parámetros que son necesarios para comprender los estados límites del diseño son la rigidez, la resistencia y la ductilidad.

a) Rigidez

Este parámetro relaciona directamente las fuerzas con los desplazamientos y sirve principalmente para verificar el estado límite de servicio. En la rigidez global intervienen los módulos de elasticidad de los materiales, las características geométricas de los elementos estructurales y la topología (distribución y conexiones de los elementos) de la estructura en su conjunto.

b) Resistencia

La resistencia de una estructura está dada por la máxima carga, generalmente expresada a través del esfuerzo de corte en la base, que ésta puede soportar bajo la

combinación de cargas verticales y horizontales. En el rango de comportamiento inelástico, los elementos estructurales deben poseer la resistencia suficiente como para soportar las acciones internas (momentos, cortes), que se generan durante la respuesta dinámica del edificio.

c) Ductilidad

Para asegurar que el edificio no colapse después de un sismo, su estructura debe ser capaz de sobrellevar grandes deformaciones, sin que su resistencia se afecte.

Los desplazamientos que se someterá el edificio corresponden a la fluencia y el límite de comportamiento elástico.

La habilidad de la estructura para ofrecer resistencia en el rango no lineal de la respuesta se denomina ductilidad, esta implica resistir grandes deformaciones y capacidad para absorber y disipar energía ante reversión de cargas, desplazamientos (comportamiento histerético), siendo la propiedad más importante que el diseñador, debe proveer al edificio que se construirá en una zona de alto riesgo sísmico.

Fuente: Filosofía del diseño para estructuras de hormigón armado, (LLOPIZ CARLOS RICARDO, 2001)

Los procedimientos y requisitos descritos en este código se determinarán considerando la zona sísmica del Ecuador donde se va a construir la estructura, las características del suelo del sitio de emplazamiento, el tipo de uso, destino e importancia de la estructura, y el tipo de sistema y configuración estructural a utilizarse. Las estructuras deberán diseñarse para una resistencia tal que puedan soportar los desplazamientos laterales inducidos por el sismo de diseño, considerando la respuesta inelástica, la redundancia y sobre-resistencia estructural inherente, y la ductilidad de la estructura. La resistencia mínima de diseño deberá basarse en las fuerzas sísmicas de diseño establecidas en este código.

Fuente: Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC 2002), BASES DEL DISEÑO

2.4.4.20. Definición de acciones de diseño

Cargas y fuerzas de diseño

Los efectos de los análisis de cargas y fuerzas que actúan sobre los edificios son los siguientes:

I. Cargas Permanentes.- Resultan del peso propio de la estructura y de otros elementos componentes de la construcción adheridos en forma permanente, como son: contrapisos, pisos, paneles divisorios de ambientes, cielorrasos, etc. La cuantificación del peso propio de la estructura se realiza a partir del predimensionado individual de los elementos estructurales, el cual se verifica y ajusta una vez adoptado el diseño final, esto produce mayor seguridad al diseño contra acciones verticales, a veces podría no tener el mismo efecto al diseñar contra el sismo.

II. Cargas de Uso o Sobrecargas.- Son las que resultan del mismo uso o función de la construcción, podrán ser móviles y variar en intensidad. Los máximos valores que dan los códigos están basados en estimaciones probabilísticas, en la mayoría de los casos estas cargas son simuladas como uniformemente distribuidas sobre el área total de piso, en varias ocasiones es necesaria la consideración de cargas puntuales, en edificios industriales ésta suele ser una situación muy común.

Fuente: Filosofía del diseño para estructuras de hormigón armado, (LLOPIZ CARLOS RICARDO, 2001)

Si bien es recomendable diseñar las losas para que soporten la carga accidental total, las columnas y vigas que reciban cargas de una gran área tributaria asociada podrían ser diseñadas suponiendo una reducción de aquellas.

Código Ecuatoriano de la Construcción (C.E.C 2002), Requisitos Generales de Diseño, Capítulo 6-Reducción de las Cargas Vivas.

III. Fuerzas sísmicas.- El método más empleado para evaluar el efecto sísmico sobre los edificios, es conocido como método de las fuerzas horizontales estáticas equivalentes, su aplicación está limitado a cumplir ciertas condiciones, se prefiere

el mismo por su simplicidad, genera buenos resultados en particular para edificios simples y simétricos.

IV. Fuerzas de Viento.- Se expresó anteriormente que las fuerzas de diseño sísmico ajustadas (reducidas), por la capacidad de disipación de energía (ductilidad) potencial que posee el edificio, será menor que las que corresponden a las fuerzas para respuesta elástica, si el edificio es de gran altura, bastante flexible y ubicado en una zona muy expuesta al viento, las fuerzas especificadas por el código para diseño contra el viento, combinadas con las acciones gravitatorias, controlarán el diseño.

Otras Fuerzas.- Otras fuerzas que solicitan a la estructura son: la posibilidad de choque de vehículos contra muros, esfuerzos horizontales en barandas, sobrecargas para ascensores, montacargas y elevadores, etc.

Otros efectos que se debe considerar son los de contracción, fluencia lenta del hormigón y los originados por diferencias de temperatura.

Fuente: Filosofía del diseño para estructuras de hormigón armado, (LLOPIZ CARLOS RICARDO, 2001)

2.4.4.21. Seguridad

La otra condición fundamental que satisfecerá las construcciones, es la seguridad, se aducirá con respecto a éste requisito que dado cualquier proyecto arquitectónico, siempre y cuando se satisfagan las condiciones de estabilidad, de rigidez, resistencia, se apliquen los reglamentos pertinentes, se trabaje con los coeficientes de seguridad adecuados y se ejecute la obra en forma adecuada, deberá resultar una construcción con riesgo cero o de muy baja probabilidad de falla.

En el caso de un edificio, las irregularidades y discontinuidades en planos verticales provocarán efectos de difícil predicción, que hagan que la construcción

falle en forma parcial o total aún para movimientos sísmicos de menor intensidad que los del diseño original.

2.4.4.22. Funcionalidad

El éxito de la arquitectura se mide por el grado de calidad, que se desarrollan las funciones para las cuales la construcción fue proyectada, lo importante y final es el funcionamiento. La estructura es una necesidad para la arquitectura: sin estructura no hay arquitectura.

2.4.4.23. Economía

Para que una construcción sea eficiente, no basta que sea solamente funcional y segura, sino que también debe tener un costo razonable, en la medida que el proyecto de arquitectura será una estructura simple y agradable a la vista.

2.5. HIPOTESIS

Hipótesis de Trabajo

La investigación de la relación del coeficiente de balasto garantizará la estabilidad estructural de un edificio de 7 pisos de hormigón armado.

Hipótesis Nula

La investigación de la relación del coeficiente de balasto no garantizará la estabilidad estructural de un edificio de 7 pisos de hormigón armado.

2.6. SEÑALAMIENTO DE VARIABLES.

2.6.1 Variable Independiente.

Relación del coeficiente de balasto

2.6.2 Variable Dependiente

Estabilidad Estructural de un Edificio de 7 pisos de hormigón armado.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 ENFOQUE

La investigación tiene un enfoque cualitativo, está orientado a brindar un gran aporte del estudio sobre la incidencia de la relación del coeficiente de balasto en la estabilidad estructural de un Edificio de 7 pisos de hormigón armado.

Se realizó un estudio y análisis cuantitativo, estará en función de las características de seguridad y economía que las diferentes alternativas presenten para el diseño óptimo de un Edificio de 7 pisos de hormigón armado.

3.2. MODALIDAD DE INVESTIGACIÓN

3.2.1. Por el objetivo

La Investigación tiene una modalidad aplicada porque ayudará a encontrar la mejor alternativa de solución al problema planteado.

3.2.2. Por el lugar

La investigación será de campo y de laboratorio:

-De campo, Porque se necesita realizar inspecciones, visitas, del sitio donde se realizará el estudio también recolectar datos específicos y necesarios para el desarrollo de la investigación tales como: muestras de suelo, recolección de datos, entre otros.

-De laboratorio que arrojará resultados de las muestras obtenidas en el campo, los mismos que serán de gran importancia para determinar la resistencia del suelo del sector.

3.2.3. Por el tiempo

La investigación será descriptiva que permita conocer con exactitud el tipo de suelo que existe en el sector en donde está ubicada la estructura.

3.3. NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN

3.3.1. Nivel exploratorio

En este primer nivel se generará un estudio estructurado de la resistencia del suelo analizando la relación del coeficiente de balasto y la incidencia en la estabilidad estructural de un Edificio de 7 pisos de hormigón armado, que en su cimentación está limitado por zapatas aisladas, para lo cual se sondeará el problema planteado con la ayuda del reconocimiento de las variables, las mismas que son:

-La variable independiente: Relación del coeficiente de balasto

-La variable dependiente: Estabilidad Estructural

3.2.2. Nivel descriptivo

Para este nivel de investigación se determinarán preguntas directrices al problema por medio de las cuales podremos obtener los resultados necesarios para analizar a fondo el mismo, y de esta manera definir cuál es la incidencia del análisis del coeficiente de balasto en la estabilidad estructural mediante el diseño de cimentaciones apropiadas.

3.4. POBLACIÓN Y MUESTRA

La población y muestra del proyecto será el edificio de 7 pisos, que consta de 5 pisos tipo para departamentos y dos pisos subterráneos para garaje, Esta estructura se encuentra en construcción en la ciudad de Ambato, ubicado exactamente en la Parroquia La Matriz, en la Av. Manuelita Sáenz

El tamaño de la muestra se lo determina mediante la siguiente fórmula:

$$n = \frac{N}{E^2(N-1)+1} \quad \text{Ec. 06}$$

n= (Tamaño de la Muestra)

E= 5% (Error de Muestreo)

N= Universo o Población

En nuestro caso no es necesario determinar una muestra de estudio.

3.5. OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES

3.5.1. Matriz de la operación de la variable independiente

VARIABLE INDEPENDIENTE: Relación del coeficiente de balasto

TABLA 04.- Operacionalización de la Variable Independiente

CONCEPTUALIZACIÓN	DIMENSIÓN	INDICADORES	ITEMS	TÉCNICA INSTRUMENTOS
Coeficiente de Balasto: Se define al módulo de balasto K como la reacción del suelo en Kg/cm ³ , cuando se aplica una deformación de 1 cm	Capacidad Portante del suelo	Resistencia máxima	¿Qué parámetros inciden en la capacidad portante del suelo?	Ensayos: -CBR -SPT -Placa de carga
		Grado de compactación		
	Tipos de Suelos	Finos	¿Cuáles son los tipos de suelos?	Ensayos: -Granulometría -Plasticidad
		Gruesos		

3.5.2. Matriz de la operación de la variable dependiente

VARIABLE DEPENDIENTE: Estabilidad Estructural

TABLA 05.- Operacionalización de la Variable Dependiente

CONCEPTUALIZACIÓN	DIMENSIÓN	INDICADORES	ITEMS	TÉCNICA INSTRUMENTOS
La estabilidad de una estructura está dada por la máxima carga sísmica, generalmente expresada a través del esfuerzo de corte en la base, que ésta puede soportar bajo la combinación de cargas verticales y horizontales.	Inseguridad Estructural	Vigas Columnas Losas	¿Cómo afectan los elementos estructurales en la interacción suelo-estructura?	-Observación directa
Las tensiones transmitidas por las cimentaciones dan lugar a deformaciones del terreno que se traducen en asentamientos, desplazamientos horizontales y giros de la estructura que, si resultan excesivos, podrán originar una pérdida de la funcionalidad, producir fisuraciones, agrietamientos, o incluso el colapso.			¿Cómo se trasmite la carga que soporta los elementos estudiados del edificio al suelo?	
	Inestabilidad	Asentamientos excesivos Distorsión angular máxima	¿Qué tipos de daños presenta la estructura? ¿Cuáles son los asentamientos y distorsión máximos permisibles en edificios?	-Análisis de campo y computacionales

Fuente: El investigador

3.6. PLAN DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN

Una vez aprobado el proyecto de la presente investigación se procedió a tomar muestras del suelo del lugar de estudio las mismas que serán sometidas a diversos ensayos para poder determinar las características de los mismos y datos necesarios para la investigación.

3.7. PLAN DE PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

3.7.1. Procedimiento

- Con los datos obtenidos en el laboratorio se procederá a determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo, datos que servirán para analizar la relación del coeficiente de balasto dependiendo de las características del lugar en estudio y posteriormente plantear parámetros de diseño de la cimentación para conseguir una estructura estable.
- Revisión crítica de la información recogida, tanto bibliográfica como los de laboratorio.
- Analizar e interpretar los resultados relacionados con las diferentes partes de la investigación, especialmente con los objetivos y la hipótesis.

3.7.2. Presentación de Datos

En el presente trabajo de investigación, se realizarán tablas de resultados obtenidos con los ensayos de suelos, cuyos formatos se muestran a continuación:

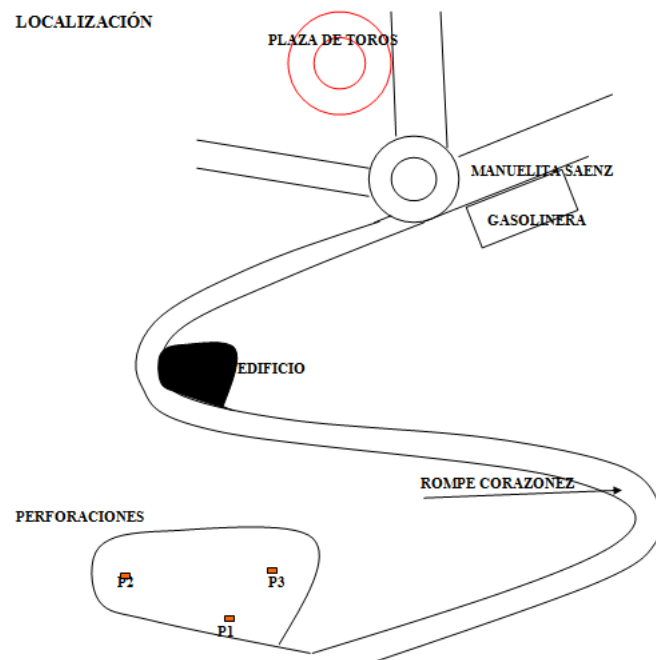


Figura N° 09. Ubicación de las perforaciones en el terreno

**EDIFICIO TIPO
ENSAYOS DE PENETRACIÓN STANDART**

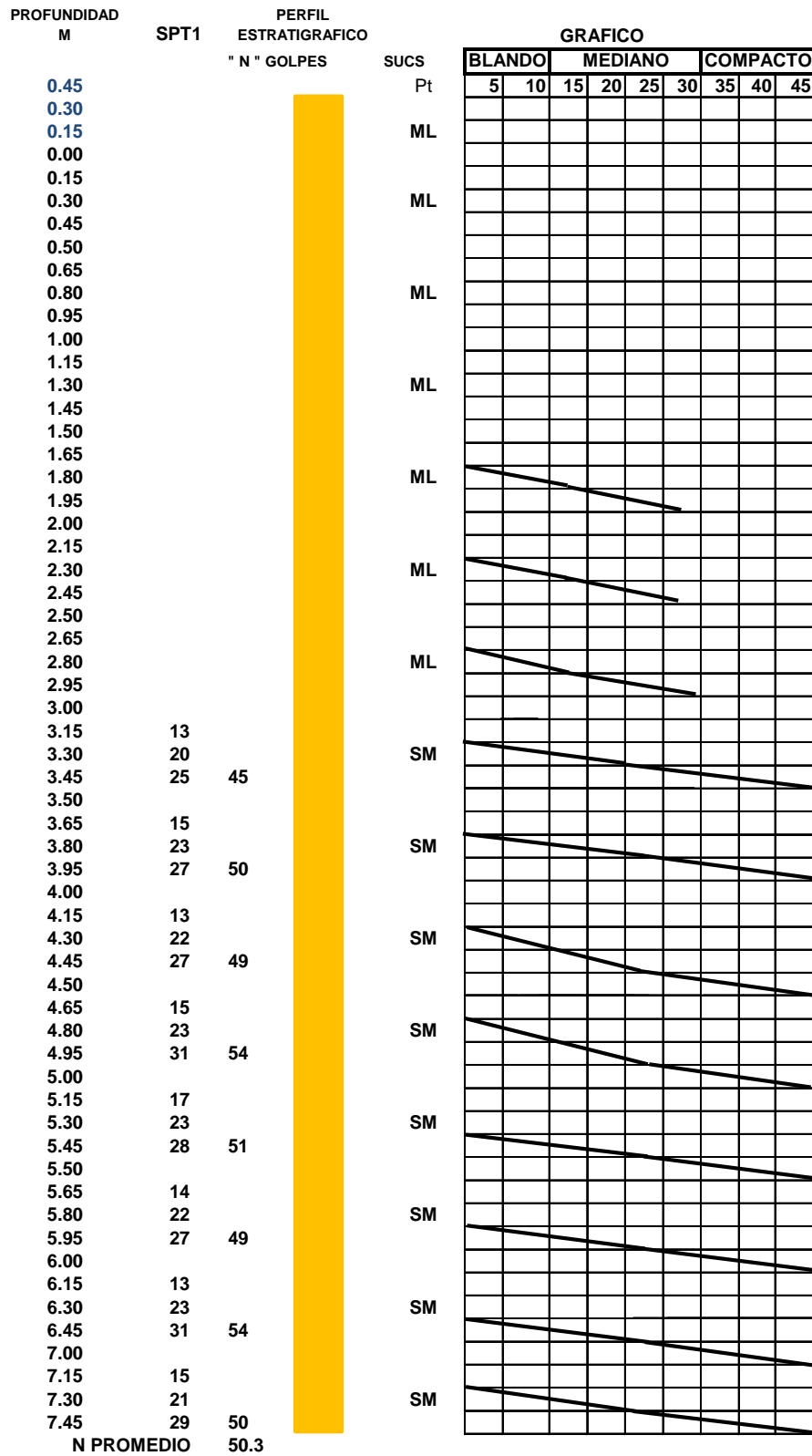


Figura N° 10. Ensayo de penetración SPT1

**EDIFICIO TIPO
ENSAYOS DE PENETRACIÓN STANDART**

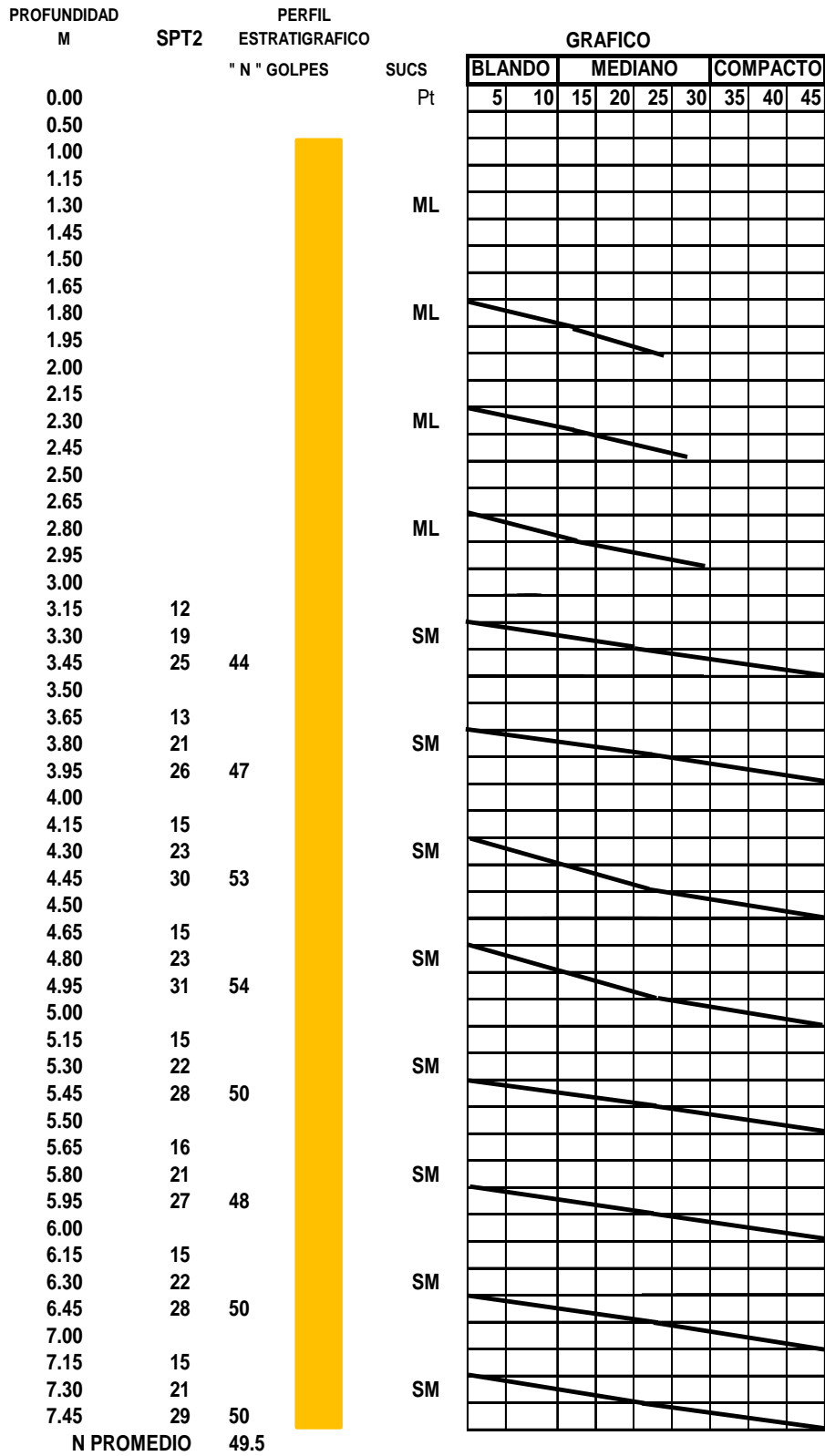


Figura N° 11. Ensayo de penetración SPT2

**EDIFICIO TIPO
ENSAYOS DE PENETRACIÓN STANDART**

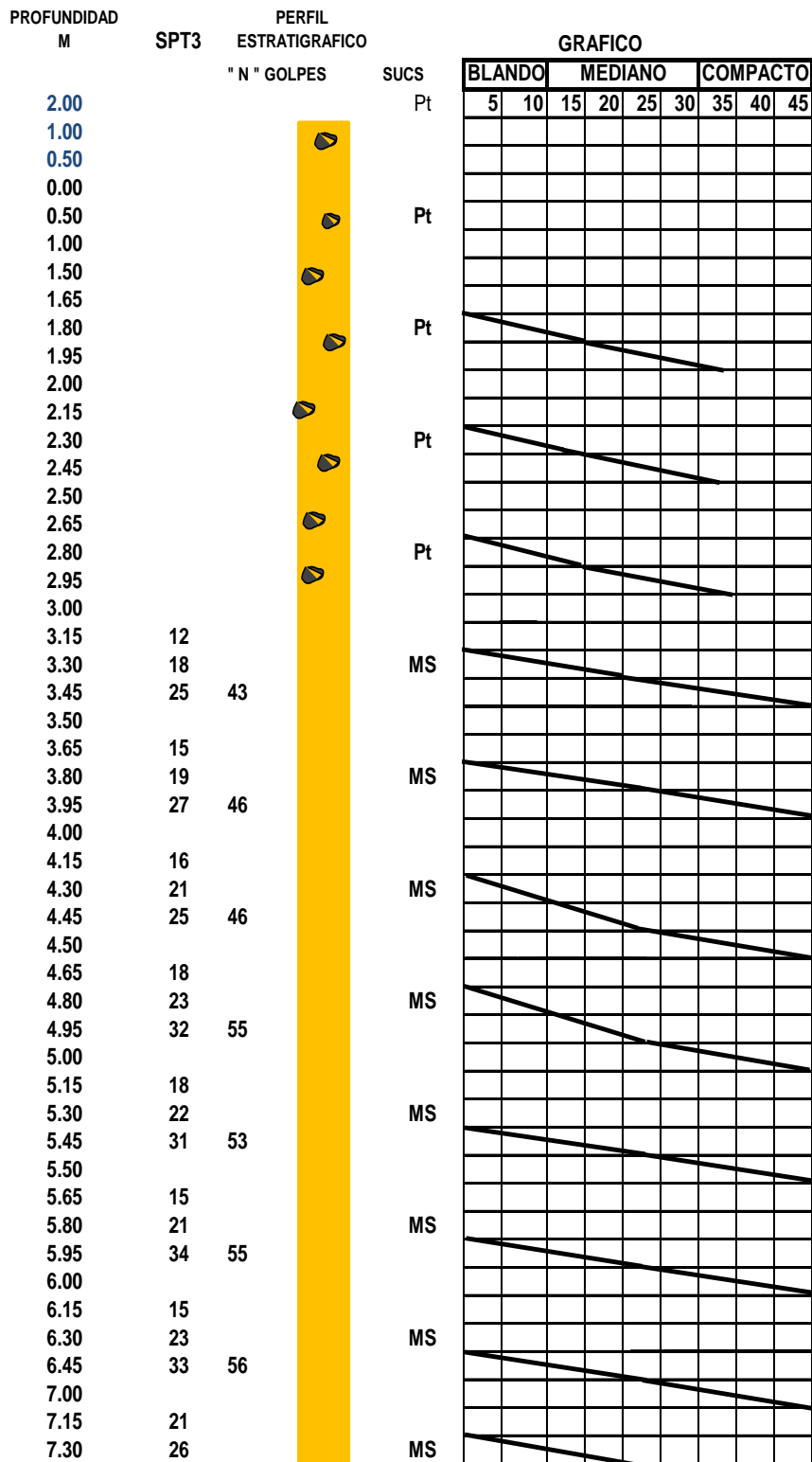


Figura N° 12. Ensayo de penetración SPT3

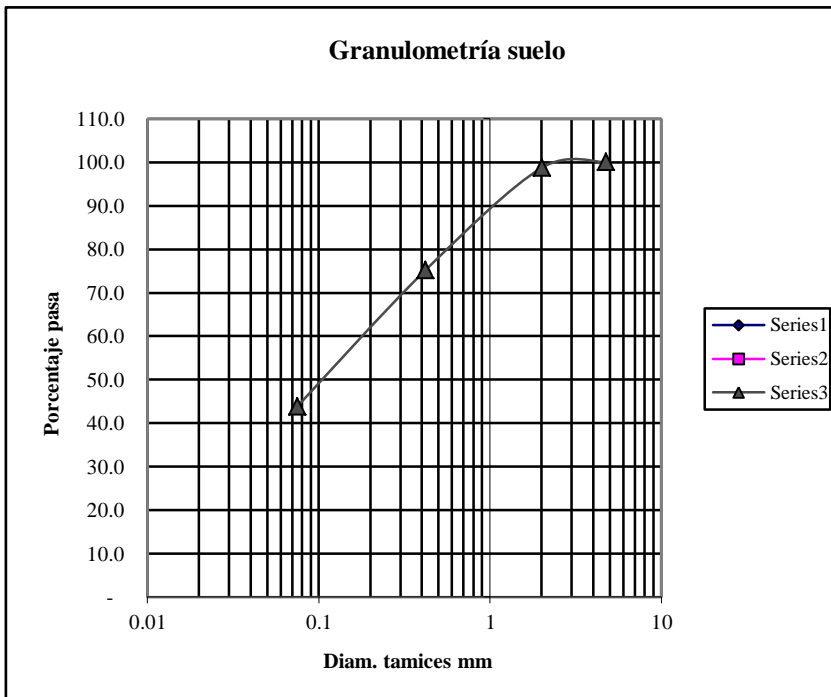
TABLA. 06 Ensayo Granulométrico-Perforación 1

ENSAYO DE GRANULOMETRÍA (NORMA INEN 872)

PROYECTO: EDIFICIO TIPO SOLICITA: Egrs. Cristian Valencia MUESTRA: Suelo amarillo	FECHA: 20-12-2014 PERFORACION N°1 UBICACIÓN: rompe corazones
---	--

TAMIZ	PESO RET	% RETENIDO	% PASA	% ESPECIF.
3"(76.2 mm)	0	-	100.0	
# 4 (4.75 mm)	-	0.0	100.0	
# 10 (2.00 mm)	12.20	1.3	98.7	
# 40 (0.42 mm)	234.90	24.8	75.2	
# 200 (0.0075 mm)	531.80	56.2	43.8	

TOTAL	946.93		Humedad % =	5.60
-------	--------	--	------------------------	-------------



Nota: Serie 1 material en estudio.
 Clasificación SUCS: SM (Arena limosa).

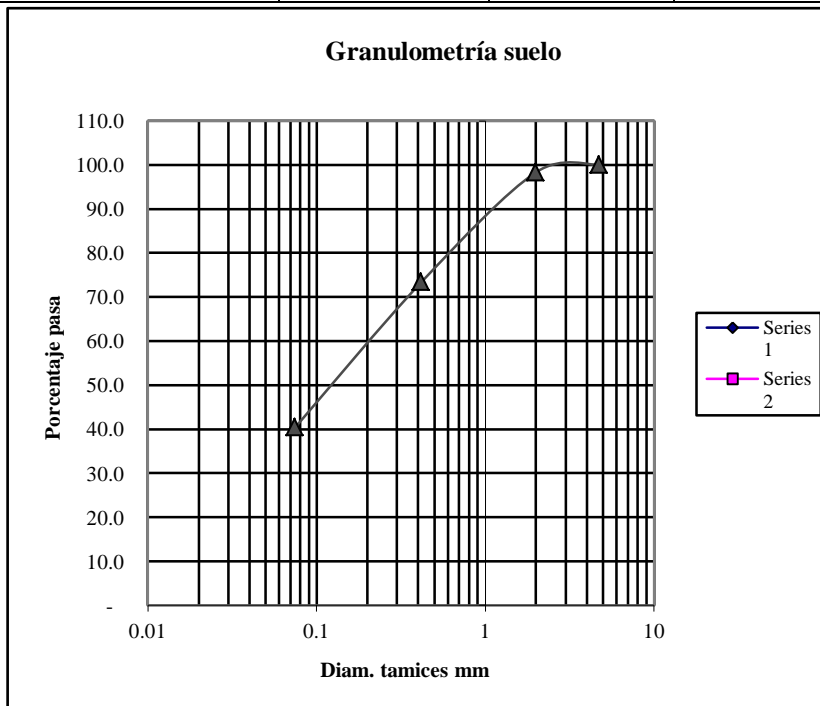
TABLA. 07 Ensayo Granulométrico-Perforación 2

ENSAYO DE GRANULOMETRÍA (NORMA INEN 872)

PROYECTO: EDIFICIO TIPO SOLICITA: Egrs. Cristian Valencia MUESTRA: Suelo amarillo	FECHA: 20-12-2014 PERFORACION N°2 UBICACIÓN: rompe corazones
---	--

TAMIZ	PESO RET	% RETENIDO	% PASA	% ESPECIF.
3"(76.2 mm)	0	-	100.0	
# 4 (4.75 mm)	-	0.0	100.0	
# 10 (2.00 mm)	15.50	1.7	98.3	
# 40 (0.42 mm)	248.30	26.5	73.5	
# 200 (0.0075 mm)	557.20	59.5	40.5	

TOTAL	936.34		Humedad % =	6.80
--------------	--------	--	------------------------	-------------



Nota: Serie 1 material en estudio.
 Clasificación SUCS: SM (Arena limosa).

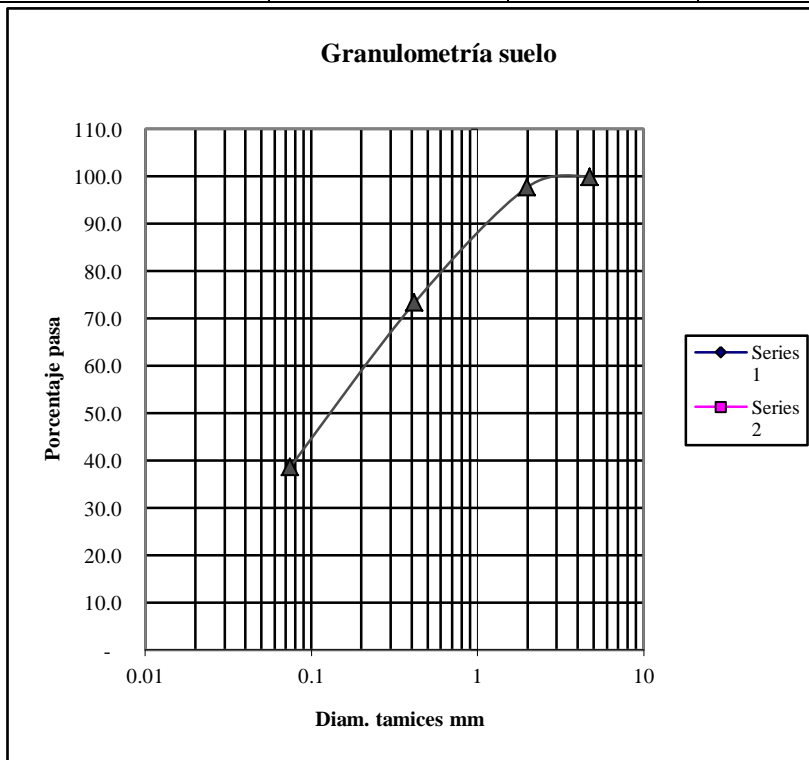
TABLA. 08 Ensayo Granulométrico-Perforación 3

ENSAYO DE GRANULOMETRÍA (NORMA INEN 872)

PROYECTO: EDIFICIO TIPO SOLICITA: Egrs. Cristian Valencia MUESTRA: Suelo amarillo	FECHA: 20-12-2014 PERFORACION N°3 UBICACIÓN: rompe corazones
---	--

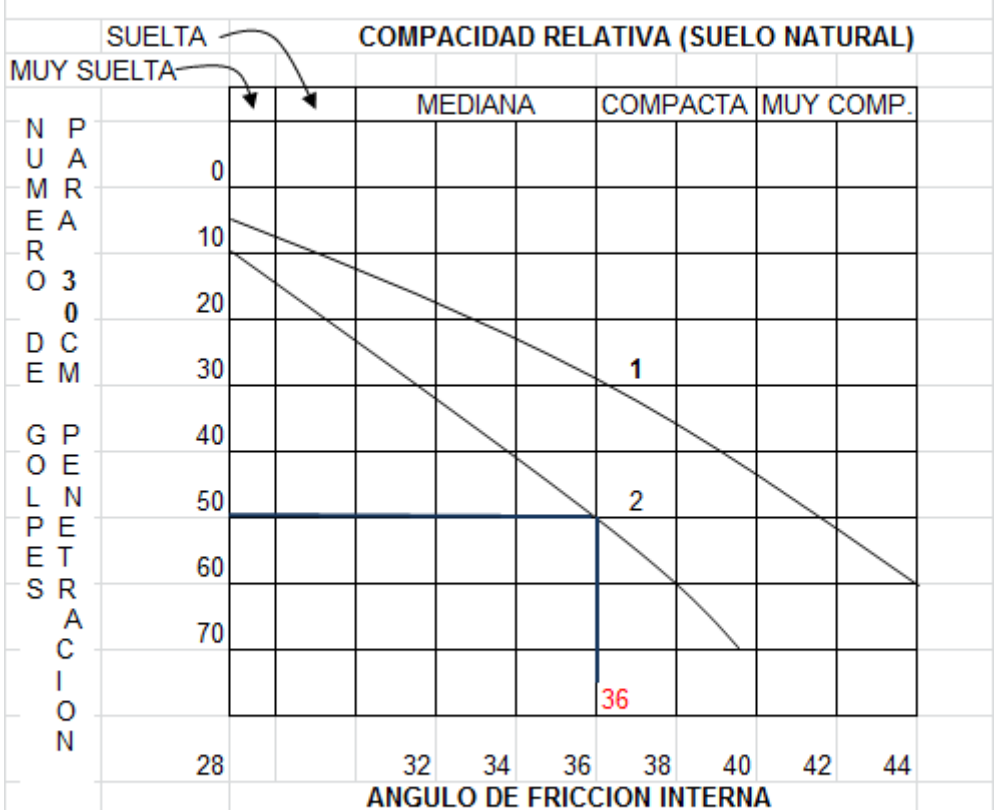
TAMIZ	PESO RET	% RETENIDO	% PASA	% ESPECIF.
3"(76.2 mm)	0	-	100.0	
# 4 (4.75 mm)	-	0.0	100.0	
# 10 (2.00 mm)	21.30	2.3	97.7	
# 40 (0.42 mm)	251.10	26.6	73.4	
# 200 (0.0075 mm)	579.30	61.3	38.7	

TOTAL	945.12		Humedad % =	5.81
--------------	--------	--	-----------------------	-------------



Nota: Serie 1 material en estudio.
 Clasificación SUCS: SM (Arena limosa).

CORRELACION ENTRE E NUMERO DE GOLPES PARA 30 CM DE PENETRACION STANDART Y EL ANGULO DE FRICCION INTERNA DE LAS ARENAS



1 RELACION PARA ARENAS DE GRANO ANGULOSO DE MEDIANA A GRUEZA
 2 RELACION PARA ARENAS FINAS Y PARA ARENAS LIMOSAS

Figura N° 13a. Obtención del ángulo de fricción interna

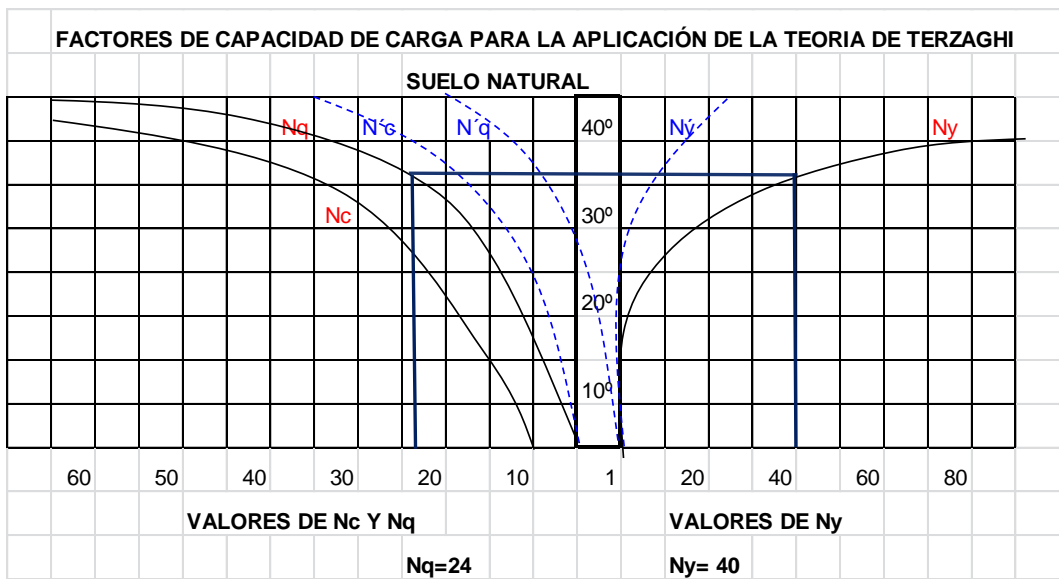
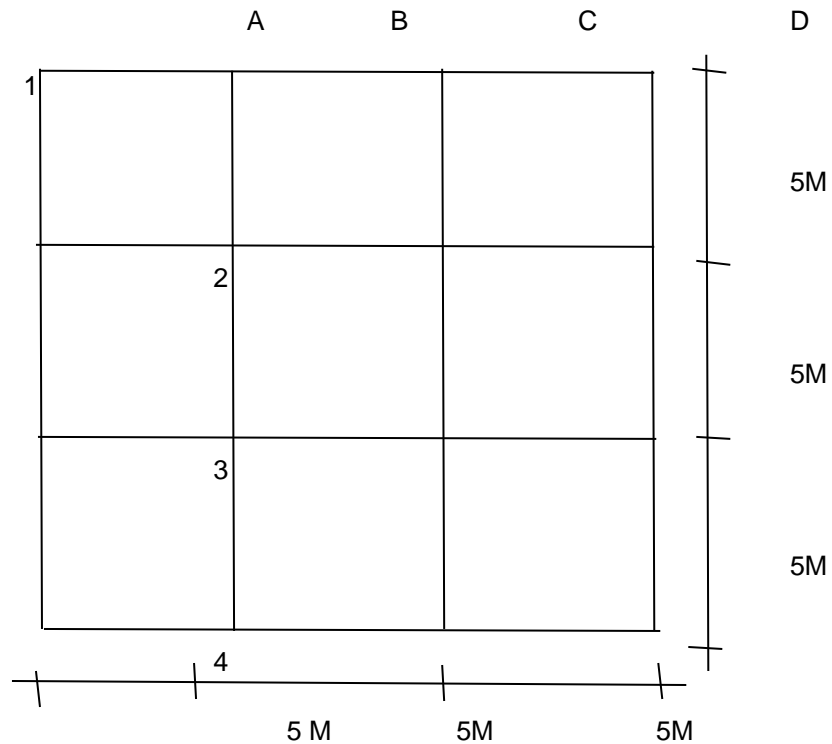


Figura N° 13b. Obtención de los coeficientes de la capacidad de carga del suelo
PROYECTO : EDIFICIO TIPO

DATOS



7 PLANTAS

CARGAS

A1,D1,A4.D4 =56 TN
 B1-C1-B4-C4-A2-D2-A3-D3=112 TN
 B2,C2,B3,C3=224 TN

SUELO

LIMO ARENOSO COLOR AMARILLENTO ALTA COMPRESIBILIDAD
 MH

DENSIDAD = 1,75 TN/M³

ANGULO DE FRICCION = 36° GRADOS

Nq = 24

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE = 1,20 M

MODULO DE ELASTICIDAD = 10000 TN/M²

Ny = 40

qadm = qrotura/FS

$$qrotura = \gamma * Df * Nq + \frac{1}{2} * B * \gamma * Ny$$

CAPACIDAD DE CARGA (ANALISIS A LA ROTURA)

Q TON	B M	qult TON/M ²	FS	qadm TON/M ²	A M ²	B CAL M
56	1.00	85.40	3	28.47	1.97	1.40
56	1.40	99.40	3	33.13	1.69	1.30
56	1.30	95.90	3	31.97	1.75	1.32
112	1.00	85.40	3	28.47	3.93	1.98
112	1.98	119.70	3	39.90	2.81	1.68
112	1.68	109.20	3	36.40	3.08	1.75
112	1.75	111.65	3	37.22	3.01	1.73
224	1.00	85.40	3	28.47	7.87	2.81
224	2.81	148.75	3	49.58	4.52	2.13
224	2.13	124.95	3	41.65	5.38	2.32
224	2.32	131.60	3	43.87	5.11	2.26
224	2.26	129.50	3	43.17	5.19	2.28

MEDIA= 37.45

q adm CALCULADO = 37,45 Tn/m²

q adm para el cálculo = 37,00 Tn/m²

TABLA. 09 Capacidad de carga del suelo

**CALCULO DE
ASENTAMIENTOS**

$$S = \frac{q * D * (1 - \mu^2)}{E} * I_f$$

$I_f = 112$

$\mu = 0.3$

$E_s = 10000 \rightarrow ton/m^2$

Q TON	qadm TON/M ²	D M	Se CM	S dif MM	Observaciones
56	30	1.37	0.78		
112	30	1.93	2.21	14.26	Sad= 25 mm
224	30	2.73	6.24	40.33	Sad= 25 mm
56	35	1.26	0.72		
112	35	1.79	2.04	13.20	Sad= 25 mm
224	35	2.53	5.78	37.34	Sad= 25 mm
56	40	1.18	0.68		
112	40	1.67	1.91	12.35	Sad= 25 mm
224	40	2.37	5.40	34.92	Sad= 25 mm

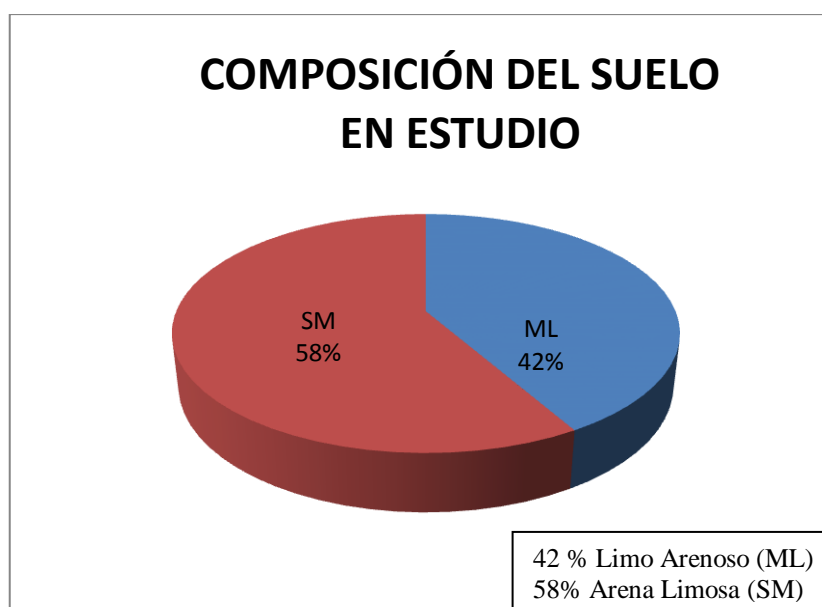
TABLA. 10 Asentamientos estimados método elástico

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

De los estudios de suelos realizados para el trabajo de investigación, se han considerado conveniente efectuar la exploración en tres puntos del área total de terreno, que definan adecuadamente la posición de los estratos. Las perforaciones alcanzaron una profundidad de 6,00 m, el tipo de perforaciones ejecutadas son conocidas como SPT (Standard Penetrations Test). Ensayos de Penetración Standard de los cuales se obtuvo características similares en cuanto a clase y resistencia del suelo de cimentación. Se procedió a realizar el análisis correspondiente de dichos resultados los cuales se muestran a continuación:



Fuente: El investigador

Figura N° 14. Porcentaje de composición del suelo

4.2. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

Se realizaron tres sondeos mediante el sistema del SPT, a cada 50 cm de profundidad, se tomaron muestras de suelo con el propósito de realizar los estudios respectivos, esto es determinar en el laboratorio las propiedades físicas mecánicas del suelo, como son las propiedades índice (contenidos de humedad expresados en porcentaje $w\%$, pesos específicos γ , clasificación del suelo según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), el ángulo de fricción interna ϕ , determinación del esfuerzo admisible del suelo por medio de la fórmula de Karl Terzaghi , y su comprobación mediante los ábacos propuestos por B.K. HOUCH en su obra “ Basic Soil Engineering”

Todas las muestras fueron clasificadas siguiendo el método manual visual y además se ejecutaron los ensayos de laboratorio necesarios para identificar al material y determinar su resistencia según estaba previsto.

El cuadro que sigue indica en detalle la exploración realizada.

TABLA. 11 Detalle de los sondeos Realizados

SONDEO NUMERO	PROFUNDIDAD METROS	NUMERO DE MUESTRAS	NIVEL FREÁTICO
1	6,00	3	NO SE ENCONTRO
2	6,00	3	NO SE ENCONTRO
3	6,00	3	NO SE ENCONTRO

INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

PROYECTO : EDIFICIO TIPO
LOCALIZACION :ROMPE CORAZONES

POZO SPT			PERFORACION 1	SUELO NATURAL						
PROF M	SUCS	PERFIL ESTRA	DESCRIPCION	w %	e	n %	y	ϕ	FS	σ adm
0.50	ML		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO DE MEDIANA COMPRESIBILIDAD	10	0,65	32	1,70			
1.00	ML		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO DE MEDIANA COMPRESIBILIDAD	10	0,65	32	1,70			
1.50	ML		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO DE MEDIANA COMPRESIBILIDAD	10	0,65	32	1,70			
2.00	ML		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO DE MEDIANA COMPRESIBILIDAD	08	0,65	32	1,70			
2.50	ML		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO DE MEDIANA COMPRESIBILIDAD	08	0,65	32	1,70			
3.00	SM		ARENA LIMOSA DE COLOR AMARILLENTO DE ALTA COMPRESIBILIDAD	06	0,65	32	1,75	36°	3	37,00 tn/m ²
3.50	SM		ARENA LIMOSA DE COLOR AMARILLENTO DE ALTA COMPRESIBILIDAD	06	0,65	31	1,75	36°	3	37,00 tn/m ²
4.00	SM		ARENA LIMOSA DE COLOR AMARILLENTO DE ALTA COMPRESIBILIDAD	06	0,65	31	1,75	36°	3	37,00 tn/m ²
4.50	SM		ARENA LIMOSA DE COLOR AMARILLENTO DE ALTA COMPRESIBILIDAD	06	0,65	31	1,75	36°	3	37,00 tn/m ²
5.00	SM		ARENA LIMOSA DE COLOR AMARILLENTO DE ALTA COMPRESIBILIDAD	06	0,65	31	1,75	36°	3	37,00 tn/m ²
5.50	SM	ARENA LIMOSA DE COLOR AMARILLENTO DE ALTA COMPRESIBILIDAD	06	0,65	31	1,75	36°	3	37,00 tn/m ²	
6.00	SM	ARENA LIMOSA DE COLOR AMARILLENTO DE ALTA COMPRESIBILIDAD	06	0,65	31	1,75	36°	3	37,00 tn/m ²	

Observaciones:
 Tipo de sondeo : **SPT** **Nivel Freático: NO SE ENCONTRO**
 n Porosidad, e Relación de Vacíos , w Contenido de humedad expresados en porcentaje, y Densidad del suelo
 ϕ ángulo fricción interna FS Factor de Seguridad σ esfuerzo admisible del suelo TN/M²

TABLA. 12 Resultados obtenidos de la perforación 1

INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

PROYECTO : EDIFICIO TIPO
LOCALIZACION :ROMPE CORAZONES

POZO SPT			PERFORACION 2	SUELO NATURAL						
PROF M	SUCS	PERFIL ESTRA	DESCRIPCION	w %	e	n %	y	ϕ	FS	σ adm
0.50	ML		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO DE MEDIANA COMPRESIBILIDAD	08	0,65	32	1,70			
1.00	ML		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO DE MEDIANA COMPRESIBILIDAD	08	0,65	32	1,70			
1.50	ML		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO DE MEDIANA COMPRESIBILIDAD	08	0,65	32	1,70			
2.00	ML		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO DE MEDIANA COMPRESIBILIDAD	07	0,65	32	1,70			
2.50	ML		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO DE MEDIANA COMPRESIBILIDAD	07	0,65	32	1,70			
3.00	SM		ARENA LIMOSA DE COLOR AMARILLENTO DE ALTA COMPRESIBILIDAD	07	0,65	32	1,75	36°	3	37,00 tn/m ²
3.50	SM		ARENA LIMOSA DE COLOR AMARILLENTO DE ALTA COMPRESIBILIDAD (CANGAHUAS)	06	0,65	31	1,75	36°	3	37,00 tn/m ²
4.00	SM		ARENA LIMOSA DE COLOR AMARILLENTO DE ALTA COMPRESIBILIDAD (CANGAHUAS)	06	0,65	31	1,75	36°	3	37,00 tn/m ²
4.50	SM		ARENA LIMOSA DE COLOR AMARILLENTO DE ALTA COMPRESIBILIDAD (CANGAHUAS)	06	0,65	31	1,75	36°	3	37,00 tn/m ²
5.00	SM		ARENA LIMOSA DE COLOR AMARILLENTO DE ALTA COMPRESIBILIDAD (CANGAHUAS)	06	0,65	31	1,75	36°	3	37,00 tn/m ²
5.50	SM		ARENA LIMOSA DE COLOR AMARILLENTO DE ALTA COMPRESIBILIDAD (CANGAHUAS)	06	0,65	31	1,75	36°	3	37,00 tn/m ²
6.00	SM		ARENA LIMOSA DE COLOR AMARILLENTO DE ALTA COMPRESIBILIDAD (CANGAHUAS)	06	0,65	31	1,75	36°	3	37,00 tn/m ²

Observaciones:
 Tipo de sondeo : **SPT** **Nivel Freático: NO SE ENCONTRO**
 n Porosidad, e Relación de Vacíos , w Contenido de humedad expresados en porcentaje, y Desnsidad del suelo
 ϕ ángulo fricción interna FS Factor de Seguridad σ esfuerzo admisible del suelo TN/M²

TABLA. 13 Resultados obtenidos de la perforación 2

INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

PROYECTO : EDIFICIO TIPO
LOCALIZACION :ROMPE CORAZONES


POZO SPT			PERFORACION 3	SUELO NATURAL						
PROF M	SUCS	PERFIL ESTRA	DESCRIPCION	w %	e	n %	γ	ϕ	FS	σ adm
0.50	Pt		TURBA MATERIAL DE RELLENO							
1.00	MS		TURBA MATERIAL DE RELLENO							
1.50	MS		TURBA MATERIAL DE RELLENO							
2.00	MS		TURBA MATERIAL DE RELLENO							
2.50	MS		TURBA MATERIAL DE RELLENO							
3.00	SM		ARENA LIMOSA DE COLOR AMARILLENTO DE ALTA COMPRESIBILIDAD	08	0,65	32	1,75	36°	3	37,00 tn/m ²
3.50	SM		ARENA LIMOSA DE COLOR AMARILLENTO DE ALTA COMPRESIBILIDAD	08	0,65	31	1,75	36°	3	37,00 tn/m ²
4.00	SM		ARENA LIMOSA DE COLOR AMARILLENTO DE ALTA COMPRESIBILIDAD	06	0,65	31	1,75	36°	3	37,00 tn/m ²
4.50	SM		ARENA LIMOSA DE COLOR AMARILLENTO DE ALTA COMPRESIBILIDAD	06	0,65	31	1,75	36°	3	37,00 tn/m ²
5.00	SM		ARENA LIMOSA DE COLOR AMARILLENTO DE ALTA COMPRESIBILIDAD	06	0,65	31	1,75	36°	3	37,00 tn/m ²
5.50	SM		ARENA LIMOSA DE COLOR AMARILLENTO DE ALTA COMPRESIBILIDAD	06	0,65	31	1,75	36°	3	37,00 tn/m ²
6.00	SM		ARENA LIMOSA DE COLOR AMARILLENTO DE ALTA COMPRESIBILIDAD	06	0,65	31	1,75	36°	3	37,00 tn/m ²
Observaciones:										
Tipo de sondeo : SPT				Nivel Freático: NO SE ENCONTRO						
n Porosidad, e Relación de Vacíos , w Contenido de humedad expresados en porcentaje, y Desnsidad del suelo										
ϕ ángulo fricción interna				FS Factor de Seguridad			σ esfuerzo admisible del suelo TN/M ²			

TABLA. 14 Resultados obtenidos de la perforación 3

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- Según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS, el suelo estudiado se identifica como limo arenoso MS de color amarillento de mediana compresibilidad hasta la profundidad de 3,00 m de aquí en adelante el suelo es una arena limosa cuya compresibilidad aumenta de media a alta, con contenidos de humedad bajos, razón por lo que las cimentaciones no tendrán ningún problema por efecto de la humedad del terreno.
- El número de golpes promedio en los tres ensayos de Penetracion Standart SPT es de: $N = 50$ golpes.
- De acuerdo a los ensayos se determinó que la capacidad portante del suelo en el sitio de estudio es de: $\sigma_{adm} = 37,00 \text{tn/m}^2$
- El Módulo de compresibilidad del suelo $E_s = 10000 \text{Ton/m}^2$
- El nivel recomendado para las cimentaciones es de 1.20 m de profundidad.
- De los resultados del estudio realizado se obtiene que el suelo en general conserva similitud en sus propiedades físicas y mecánicas con respecto a los tres puntos estudiados, y se estima un asentamiento de 25 mm.
- Según los ensayos se concluye que al ser la resistencia del suelo alta a profundidades económicas permite realizar un estudio de cimentaciones superficiales de zapata aislada tomando en cuenta la relación que existe con el

coeficiente de balasto del suelo, y su incidencia en la estabilidad estructural del edificio analizado.

5.2. RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizarán tablas de resultados obtenidos para una mejor visualización e interpretación.
- Junto a cada gráfico, tabla o figura que contenga el presente documento se recomienda escribir en pocas palabras el análisis y la interpretación del mismo.
- Interpretación de resultados con el apoyo del marco teórico.
- Al momento de utilizar un software especializado para el análisis y diseño estructural de edificios, verificar los parámetros y datos de entrada solicitantes, como por ejemplo las especificaciones de materiales, los espectros de diseño, parámetros de análisis etc.

CAPÍTULO VI

PROPUESTA

6.1. DATOS INFORMATIVOS

Tema:

“Análisis de la Relación del Coeficiente de Balasto y su Incidencia en la Estabilidad Estructural de un Edificio de 7 pisos de Hormigón Armado en la Parroquia La Matriz, Cantón Ambato, Provincia Tungurahua”.

Institución ejecutora:

La propuesta se ejecutará con el apoyo del Ing. Juan Soria como Director de Tesis y Cristian Valencia como Proponente del proyecto.

Ubicación:

La presente investigación se realizara con datos generales de un Edificio de 7 pisos de Hormigón Armado en construcción en la Parroquia La Matriz, Cantón Ambato, Provincia Tungurahua.

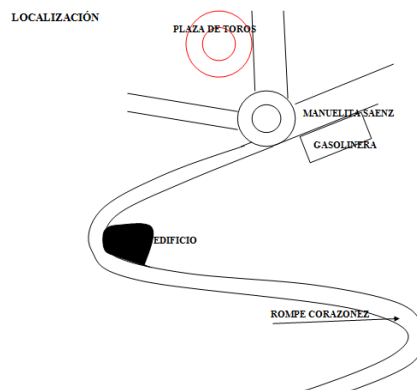


Figura N° 15. Localización del proyecto

6.2. ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA

A través del camino de la Ingeniería Civil, en los análisis estructurales de las cimentaciones se sintetizó el hecho de suponer que sobre estos actúan las fuerzas provenientes de la estructura, calculada a partir de la suposición de apoyos fijos.

Llamaré subestructura a la cimentación, es decir a la parte de la estructura que va en la parte del terreno, y que transmite las cargas al suelo o roca subyacente. Estos suelos se comprimen produciendo asentamientos.

Los requisitos fundamentales en el cálculo común son: que el asentamiento total de la estructura sea pequeño, y que el asentamiento diferencial de las partes de la estructura se elimine. Se limitan los asentamientos transmitiendo la carga de la estructura hasta un estrato de suelo con resistencia suficiente y distribuyendo la carga sobre un área grande de este para minimizar las presiones de contacto.

Estos análisis estructurales sufren una variación a la hora de calcular las fuerzas internas que se generan en la estructura ya que no se ha considerado la interacción del suelo con la subestructura.

La calidad del suelo es un aspecto importante en la evaluación de un proyecto de edificación, incluso, si éste es de baja calidad geotécnica, puede hacerlo económicamente inviable.

Una estructura apoyada en suelo blando debe verificarse para condiciones críticas de capacidad de soporte y para no superar asentamientos admisibles. Asentamientos inadmisibles pueden provocar desde daños estéticos a daños funcionales o estructurales.

La condición que controla más frecuentemente las fundaciones de la estructura es la de asentamientos admisibles y de resultar ellos inadmisibles, se intentará analizar diversas soluciones. Estas soluciones pueden ser fundaciones más complejas, y por lo tanto más costosas, o como alternativa a veces más

económica, la aplicación de tratamientos de los suelos de fundación para mejorar su calidad geotécnica.

Es necesario destacar que en la actualidad no se habla, sino que muy excepcionalmente, de suelos de fundación inadecuados. En el pasado era frecuente rechazar un determinado sitio por estas razones, en tanto que ahora, aún rellenos sanitarios antiguos, son estudiados y mejorados para fundar obras civiles en lugares habitados.

En relación al tema central, distintas estructuras y materiales de construcción permiten asentamientos tolerables diferentes. Soluciones de fundación más sofisticadas logran a veces convivir con asentamientos que resultan inadmisibles para soluciones directas de fundación.

CONDICIONES DE BORDE DE LAS ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN. LOS CIMIENTOS Y EL TERRENO.

Toda estructura está, en último término, soportada exclusivamente por el suelo. Esta verdad, tan sencillo como obvio, ha sido olvidado durante mucho tiempo en el campo del análisis de estructuras de edificación: durante mucho tiempo se han aplicado unas simplificaciones de las condiciones de contorno radicales y sólo recientemente se ha empezado a recoger algunas modelizaciones del terreno, si bien normalmente limitadas a ciertos tipos singulares de cimentos, como losas o vigas flotantes.

Así, frente a métodos de análisis de la superestructura muy sofisticados - matriciales 3D, elementos finitos, cálculos en teoría de segundo orden, en los que se analizan numerosos efectos secundarios, se efectúa en el ámbito de la edificación comercial, una simplificación sorprendente al suponer que la estructura está empotrada o articulada en su enlace con la cimentación. Ello equivale a despreciar tanto la deformabilidad de la cimentación como el efecto de la compresibilidad del suelo y, por tanto, de los asientos de la edificación y a la repercusión que este concepto tendrá en las leyes de esfuerzos resultantes.

El planteamiento anterior hunde sus raíces en tiempos pasados, con limitados recursos de cálculo, fundamentalmente manuales, en los que sólo un análisis por partes de la estructura hacía factible su tratamiento.

Pese a la reconocida validez de esta técnica, con una sanción práctica evidente, y dados los recursos de cálculo disponibles hoy en día, resulta defendible la tesis del estudio conjunto de la estructura, cimentación y terreno, que explica las interacciones de las distintas partes: los logros exponenciales de la informática hacen hoy factible abordar el tratamiento analítico global del conjunto estructura-cimiento-suelo. Es más, la modelización de parte del terreno de cimentación es norma usual en el estudio de presas y grandes obras de ingeniería.

El interés de tratamientos de este estilo va más allá del campo meramente teórico: ya nos advirtieron algunos investigadores sobre la dificultad conceptual de admitir las condiciones de borde referidas cuando se cuantifican los desplazamientos y giros que se producen en las piezas con las distintas condiciones de borde - empotramiento, articulación, apoyos deslizantes, de los apoyos y la dificultad de garantizar que las deformaciones que significarían el cambio de las condiciones de borde no se produzcan en la cimentación construida, garantizando así la validez de las hipótesis de cálculo supuestas.

Problema relevante, por cuanto asientos y rotaciones de la cimentación provocan serias variaciones en las leyes generales de esfuerzos de la estructura, significativamente en la redistribución de los esfuerzos flectores y axiales de pilares. Por fortuna, ciertos programas comerciales de cálculo de estructuras muy sofisticados (Etabs, Sap2000, Safe), incluyen entre sus opciones la posibilidad de modelización del terreno y del cimiento, analizado como placa sobre apoyos elásticos, solución que permite resolver con corrección, tanto el dimensionado de estos elementos, como las leyes de esfuerzos de la estructura, traduciéndose en un significativo incremento de la precisión analítica y conceptual del modelo.

El segundo aspecto que justifica la modelización del cimiento y del terreno es, tal y como se ha avanzado en el párrafo anterior, el del dimensionado de las estructuras de cimentación:

De una parte se continúan calculando los esfuerzos a que éstas se encuentran sometidas como si se tratase de sólidos rígidos, que provocan un reparto lineal de las tensiones de respuesta del terreno, sólo posible si se considera la cimentación como infinitamente rígida. (CALAVERA J. , 1992) . Es esto una carga heredada de épocas pasadas, por cuanto las estructuras de cimentación son hoy mayormente flexibles, habiendo disminuido mucho asimismo la rigidez de la superestructura, consecuencia del incremento de luces y disminución de secciones de las piezas. (CALAVERA J. , 1992)

Por otro lado, las estructuras de cimentación superficiales -zapatas- se suelen estudiar como piezas aisladas, ignorando que la mayoría de las veces se encuentran enlazadas con nervios con otras partes de la cimentación, formando verdaderas 'zapatas combinadas de geometría variable'.

El comportamiento no lineal y dependiente del tiempo del terreno complica aún más el análisis de éstas, se han hecho intentos de considerar la respuesta temporal a partir de la Teoría de Consolidación de Terzaghi. (TERZAGHI, KARL Y PECK, RALPH B, 1955)

Obviamente, la bondad del tratamiento de estos elementos recae en una modelización del suelo adecuada, convirtiéndose ésta en el primer problema a resolver.

Los programas a los que se ha hecho referencia anteriormente resuelven la modelización mediante el empleo del Método del Módulo de Balasto o de Winkler, método que, además de su sencillez, cuenta con aval experimental referido al conjunto edificio-cimentación terreno aunque, lamentablemente, aún bastante reducido. Presenta, además, la ventaja fundamental de su fácil

implementación informática: caracteriza el terreno exclusivamente por el valor de un parámetro, el módulo de balasto, dependiente del tipo de terreno, pero independiente de la formulación que permite su obtención.

Lógicamente, este tratamiento del terreno puede plantear cierta discusión: es un método que no se ajusta a la realidad, con problemas de todos conocidos, que luego se revisarán; pero es cierto también que, en el ámbito del estudio, métodos más precisos como el modelo hiperbólico -elástico no lineal- no aportan mayor precisión en los resultados.

Esto es así por cuanto que, en edificación convencional, las tensiones transmitidas al terreno no son altas: los coeficientes de seguridad usualmente empleados en cimentaciones se traducen en tensiones que rara vez superan el tercio de la carga de hundimiento del terreno, ya que la tensión admisible engloba ese doble factor de seguridad suficiente frente a hundimiento y frente a asientos excesivos, por lo que los cimientos se encuentran en la parte baja de la rama tensión/deformación, que es en todos los modelos propuestos bien una recta o bien sustituible por una recta sin error apreciable. En palabras de Jiménez Salas. (JIMENEZ SALAS, 1980)

Sin embargo, en muchos suelos, antes de llegar a este punto [rotura] existen estados en los que es muy aproximado suponer que hay una correspondencia entre las deformaciones y las fuerzas aplicadas.

Abundando en esta idea, señala en otro punto, (JIMENES SALAS, 1980) que si el coeficiente de seguridad al hundimiento es del orden de 3, el estado tensional del suelo parece corresponder bastante bien con el deducido de la hipótesis del suelo perfectamente elástico, véase Figura 16 tomado de la referencia. (TERZAGHI, KARL, 1955)

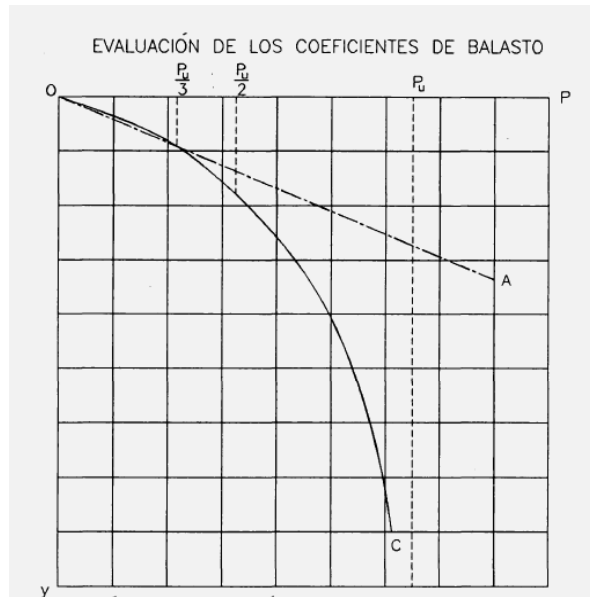


Figura N° 16. Relación entre la reacción del suelo, p y el asentamiento y .
 Línea OA: Relación supuesta. Curva OC: Relación real

Terzaghi. (TERZAGHI, KARL, 1955) señala que la hipótesis de que el valor del módulo de balasto es, en cada punto, independiente de la presión de contacto, p , es, de acuerdo con las relaciones mostradas por el diagrama de la Figura N° 16, es aproximadamente válida solamente para valores de p , que no superen la mitad de la capacidad portante última P_u .

(Dr. CHRISTIAN JOHN, 1976) Proporciona una recopilación de resultados de estudios de campo de diferentes autores sobre la Interacción Suelo-Estructura, con un saldo positivo para el método, pero con grados de ajuste muy diferentes, desde excelente -obtenido por (Whitman, R, 1971) hasta otros menos ajustados de (SIMONE S.V. Y GOULD J.P. , 1971). Con movimientos reales dobles de los predichos, aunque correctos en forma sobre un soporte de arcilla azul de Boston, un descargo evidente. Los resultados de estos estudios se pueden consultar en la referencia indicada.

Pero, la bibliografía sobre el tema apunta a que no todos los terrenos admiten una modelización igualmente satisfactoria con el método del Coeficiente de Balasto.

Dentro de los tipos de suelos excluidos de la aplicación de métodos lineales se encuentran las arcillas normalmente consolidadas. Labor fundamental del técnico será, por tanto, discernir en qué situación el modelo resulta aplicable y cuándo no lo es.

Parece también dudosa la aplicación del método para el estudio de cimentaciones no superficiales, ya que las expresiones propuestas para la determinación de k se corresponden con condiciones superficiales o casi superficiales, que minimicen el error de suponer un valor del Módulo de Young nulo en superficie del terreno, por lo que existen dudas sobre la adecuación del método para el estudio de cimentaciones de torres. (SIMONE S.V. Y GOULD J.P. , 1971)

La hipótesis se reseñará más adelante de un valor de $E=0$, en superficie parece excluir también la representación de terrenos sometidos a un nivel previo de tensiones importante preconsolidaciones.

De todas formas, el problema anterior de la interacción con el terreno en el caso de cimentaciones profundas se ve reducido, porque normalmente las cargas son transmitidas a formaciones rígidas y, por tanto, experimentan deformaciones muy pequeñas que no afectan significativamente a la estructura.

La discusión anterior pretende hacer patente la necesidad de que el técnico conozca mínimamente las condiciones de uso del modelo que va a utilizar, para decidir sobre si resulta o no aplicable al caso que analiza. Más aún, el valor del coeficiente de balasto a emplear no resulta trivial en absoluto, dependiendo de diversos factores entre ellos el tamaño del cimiento y la profundidad del plano de apoyo. Por desgracia, la información que se encuentra en los manuales de los programas referidos no es muy abundante en ninguno de estos aspectos.

6.3. JUSTIFICACIÓN

En la actualidad para el estudio de estructuras de manera conjunta con el terreno, es frecuente utilizar programas de cálculo en ordenador que utilizan el modelo

matemático de Winkler para definir el comportamiento del terreno. Los manuales que acompañan a estos programas se limitan a dar algunas recomendaciones para la elección del coeficiente de balasto, pero en general ignoran que este parámetro no es un constante que caracteriza al terreno y que su valor debe hacerse variar con la geometría y el tipo de problema objeto de estudio.

La precisión del modelo de cálculo así generado va a depender del ajuste entre el comportamiento del terreno real y el representado por el modelo. El empleo del modelo dentro de sus límites de aplicación, así como la caracterización del suelo mediante un valor del módulo de balasto apropiado, son condiciones prioritarias para un cálculo correcto.

En la presente investigación se hace una revisión de los conceptos y de las propuestas existentes en la bibliografía, dando recomendaciones y fórmulas de aplicación al respecto.

6.4. OBJETIVOS

6.4.1. Objetivo general

Realizar una guía técnica de la obtención del coeficiente de balasto y su incidencia en la estabilidad estructural de un Edificio de 7 pisos de Hormigón Armado en la Parroquia La Matriz, Cantón Ambato, Provincia Tungurahua.

6.4.2 Específicos

Modelar la estructura de acuerdo a los planos arquitectónicos, estructurales y a los cambios que se hizo en el momento de la construcción.

Calcular el coeficiente de balasto considerando la geometría y el tipo de problema en estudio.

Determinar si la capacidad portante del suelo es la adecuada para soportar el peso de la estructura.

Analizar la forma como trasmite la estructura el peso hacia el suelo y si existe una compresión uniforme en el área de toda la estructura.

Verificar los asentamientos que se producen de acuerdo a las cargas transmitidas hacia el suelo, y si estas pueden perjudicar a la estabilidad estructural.

6.5. ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD

A partir del año 1867, y hasta la fecha se vienen utilizando los cálculos clásicos de las estructuras, es decir se supone que la estructura está sustentada en apoyos fijos que no se mueven. O que tienen unos asentamientos despreciables. El justificativo de esta investigación es desarrollar un análisis de la relación del coeficiente de balasto para conocer su incidencia en la estabilidad estructural, estudiando a la estructura, subestructura y suelo como un solo cuerpo, y considerando la interacción del suelo con la cimentación modelada a partir de muelles, se calculen las reacciones internas de la superestructura en base a los efectos del suelo en la subestructura, se analizara el suelo mediante soluciones de la mecánica clásica como un medio continuo suponiendo homogéneo y linealmente deformable. Cuando el suelo se muestre estratificado se utilizará la mecánica de suelos clásica.

6.6 FUNDAMENTACIÓN

6.6.1 El método del coeficiente de balasto

El Método del Módulo de Balasto es conocido por el nombre de Método de Winkler, ya que fue en 1867 su introductor (WINKLER, E, 1867) y que sirvió de base para el estudio, hoy ya clásico, de Zimmermann sobre el análisis de rieles de ferrocarril sobre traviesas. (ZIMMERMANN, H)

Es bien sabido que es un modelo que no se ajusta a la realidad experimental del terreno, si bien los resultados que históricamente ha proporcionado están avalados por la experiencia, véase (Dr. CHRISTIAN JOHN, 1976), factor de considerable importancia en un análisis como el que se aborda. Tal y como se ha señalado

anteriormente, esto puede ser debido a que, en edificación convencional, las tensiones transmitidas al terreno son de pequeña entidad limitadas tanto por el coeficiente de seguridad, suficiente frente a hundimiento, como por la necesidad de limitar los asientos para que no resulten excesivos y, en esta zona, los valores responden con cierta aproximación a los que resultan de este modelo.

El método parte de la hipótesis de que el asiento producido en un punto es proporcional a la presión a la que está sometido, transmitida por la cimentación. Analíticamente,

$$p = K_s * y \quad \text{Ec. 07}$$

Donde p representa la presión transmitida al terreno, y es el asiento experimentado y K_s el factor de proporción entre ambos, conocido con el nombre de Módulo de Reacción, Coeficiente de Reacción (D GRAUX, 1975), Coeficiente de Reacción de la Subrasante (TERZAGHI, KARL, 1955), Coeficiente o Módulo de Balasto, con unidades de kg/cm^3 .

La formulación se completa para los casos de carga lineal q repartida sobre un ancho b y para carga concentrada P actuando sobre una placa de área A como sigue:

$$q = K_s * b * y = k * y \quad P = K_s * A * y = K * y \quad \text{Ec. 08-09}$$

Donde las unidades de k y K son variables para permitir la homogeneidad de la fórmula.

Como demostró Gibson en sus estudios (GIBSON, R, 1967 y 1974), el Método de Winkler es un caso particular de un *Modelo de Suelo Elástico, Lineal, para un suelo Isótropo y Heterogéneo, con Módulo de Young Linealmente Variable en Profundidad*. Las particularidades del modelo dentro de este grupo general se estriban en que considera un valor nulo en superficie para el Módulo E , y se supone que el terreno es incompresible, $\mu = 0,5$.

Se puede representar la variación lineal del módulo de Young en función de la profundidad z como: (JIMENEZ SALAS, 1980)

$$E(z) = E(0) + \lambda * z \quad \text{Ec. 10}$$

Donde $E(0)$ representa el valor del Módulo de Young en superficie y $\lambda * z$ el incremento debido a la profundidad. De acuerdo con lo dicho anteriormente, el método considera que el módulo de Young varía con la profundidad de acuerdo con la ley

$$E(z) = \lambda * z \quad \text{Ec. 11}$$

Y el Módulo de Balasto correspondiente, de acuerdo con la expresión siguiente, responde a la relación

$$K = \lambda/A, \text{ que si } \mu = 0.5 \text{ se convierte en } K = 2/3 * \lambda \quad \text{Ec. 12}$$

(Dr. CHRISTIAN JOHN, 1976) Indica que (MASAAL'SKII, E. K., 1964) y (WARD, W.H., BURLAND, J.B. Y GALLOIS, R.W., 1968), han encontrado referencias experimentales que ratifican esta demostración.

La problemática del planteamiento del método queda así de manifiesto: por una parte considera una relación elástica lineal entre tensiones y deformaciones, regida por un módulo de Young con un valor nulo en superficie y que varía linealmente en la profundidad, suponiendo además que el terreno es incompresible.

Lo referente a la relación elástica lineal ha sido objeto de un comentario anterior. El módulo de deformación en terrenos homogéneos es, evidentemente, creciente con la profundidad, pero que este crecimiento se produzca por correlación lineal es, cuanto menos, discutido entre los expertos.

El valor nulo del módulo de Young en superficie es incorrecto incluso para suelos muy flojos. No entremos en la consideración del efecto de la preconsolidación del terreno, en el que para cargas inferiores a la de consolidación el asiento sería despreciable y por tanto, problemática la defensa del modelo.

Sin embargo, ensayos de laboratorio con placa de carga han demostrado que mientras las cargas no superen un cierto límite, los asientos son proporcionales a las cargas aplicadas hipótesis general del método. Se sabe que el asiento de una gran cimentación es muy diferente del encontrado para una pequeña superficie a la misma presión unitaria, razón que justifica una serie de correcciones introducidas al método y que incluso puede llegar a inhabilitarlo para ciertas soluciones y a partir de ciertas dimensiones de los elementos.

De todas formas los rasgos que se acaban de señalar no son más que particularidades de la hipótesis fundamental del método que *considera el terreno como un fluido 'incompresible*, despreciando parámetros tales como el ángulo de rozamiento interno y la cohesión, y con el agravante de que los terrenos no se comportan como líquidos. Esto se remite a la hipótesis fundamental del método: solamente el terreno bajo el cimiento experimenta deformaciones.

Se sabe que el asiento de los diferentes puntos del terreno depende del reparto de presiones en el suelo bajo las distintas cargas aplicadas. Sin embargo son conocidos desde los ensayos de Foppl de 1922, citado en la referencia (JIMENES SALAS, 1980), pág. 4, gran variedad de terrenos para los que resulta admisible la hipótesis de que el suelo se deforma únicamente bajo la zona directamente cargada.

Y esto, que es una falacia conceptual, tiene sin embargo la importancia que permite ignorar la superposición de los distintos bulbos de presiones de los cimientos del edificio o de otros cimientos existentes dentro *de ciertas magnitudes* proporcionando unos resultados que, históricamente, han demostrado un grado de fiabilidad aceptable.

Fiabilidad que se explica al menos parcialmente porque, como es sabido si se llama b a la dimensión mayor del cimiento, a una profundidad de $1,5 b$ de forma más precisa, a una profundidad variable entre b y $2b$, la tensión transmitida al

terreno es del orden de 0.1σ , de forma tal que para las dimensiones de cimientos usuales en cimentación no suele haber problemas de superposición.

Estudios recientes han mostrado que para profundidades del orden de $4b$ no suele haber modificación tensional del terreno o bien ésta es insignificante.

Otra razón que justifica el interés en el empleo del método es introducir coherencia con algunos de los métodos de Cálculo de Zapatas, *que plantean implícitamente el método del coeficiente de balasto*, explícitamente en el caso del cálculo de zapatas de medianería y esquina. Sin embargo, lo hacen aplicando la hipótesis de cimiento rígido, que conduce a una simplificación excesiva dados los métodos actuales disponibles.

Se debe recordar que el método, tal y como se propuso inicialmente, descuida el efecto de factores tan importantes como:

- Naturaleza del Terreno en Superficie y sobrecarga aplicada.
- Profundidad del Plano de Cimentación.
- Relación de Profundidad Plano Cimentación/Ancho de Zapata.
- Posición Relativa del Nivel Freático.
- Presencia de Capas Compresibles a Profundidad que puedan ser afectadas.
- Forma y Dimensiones de la Cimentación.
- Nivel de Cargas Aplicado.
- Nivel de Tensiones en el Terreno.

Hoy, el Coeficiente de Balasto se hace depender de:

1. Módulo de Compresibilidad E_s bajo el cimiento.
2. Forma y dimensiones de la cimentación rectangular, cuadrada, circular.
3. Proporción entre las dimensiones del cimiento y cargas aplicadas.
4. Rigidez Relativa del cimiento.
5. Nivel de Cargas: Cargas Vivas/ Cargas Muertas.

En el planteamiento del método se han llegado a introducir correcciones como, por ejemplo, la referencia (ACI 336 2R 88), que garantizan cierta continuidad en la deformación del soporte-suelo, de tal forma que se garantiza en el modelo

alguna continuidad del soporte. La referencia (HORVATH, J.S., 1979), puede ser valiosa en este tema.

6.6.2 Métodos de estimación del módulo de balasto

6.6.2.1 A partir de ensayos en placa de carga

La elección del coeficiente de balasto ha sido objeto de varias propuestas, sugeridas por diversos autores, los cuales, en general, parten del trabajo inicial de Karl Terzaghi que, bajo el título “Evaluation of coefficients of subgrade reaction”, fue publicado en la revista (Geotechnique, 1955). En este artículo, utilizando unidades anglosajonas, Terzaghi dio no sólo los coeficientes de reacción vertical, a utilizar en el estudio de vigas horizontales, sino también los coeficientes de reacción horizontal para el análisis de estructuras verticales, como pilotes, pantallas o tablestacas

(VERDEYEN J., 1964) El profesor J. Verdeyen, de la Universidad de Bruselas, dio una conferencia en Friburgo (Suiza) bajo el título “L’application à la pratique des coefficients de raideur du sol”, que luego se publicó en el Bulletin Technique de la Suisse Romande (Lausana 9 de enero de 1965), en el que se expone la teoría de la viga flotante y se recogen las propuestas de Terzaghi sobre coeficientes de balasto, traducidas a unidades métricas.

Posteriormente, en 1972, en el V Congreso Europeo de Mecánica del Suelo y Cimentaciones, celebrado en Madrid, el Prof. (BROMS, B.B.), hizo una nueva recapitulación del tema en su Informe General de la Sesión III b, “Stability of flexible Structures (Piles and Piles Groups)”.

Terzaghi, para el estudio de cimentaciones, hizo dos propuestas, una para suelos arcillosos y otra para suelos arenosos, indicando, en cada caso, el valor $k_s(1)$ a utilizar con una placa cuadrada de lado igual a (1 pie), para pasar luego a placas cuadradas de lado (b) y a cimentaciones rectangulares de dimensiones (b x l).

En los apartados siguientes, se resumen los puntos fundamentales de las propuestas originales, sustituyendo en la notación $k_s(1)$ por k_{30} en unidades métricas. Para placa cuadrada de lado (b) se adopta la notación kb y para una cimentación rectangular de dimensiones (b x l) la notación kb,l.

Para el estudio de elementos verticales, Terzaghi dio las oportunas recomendaciones considerando coeficientes de balasto en sentido horizontal, pero diferenciando dos casos: i) el estudio de pilotes o placas sometidos a cargas horizontales, definiendo el parámetro kh, ii) el estudio de pantallas o tablestacas construidas para contener el terreno contiguo a una excavación, en cuyo caso definió el parámetro lh.

Por la misma época el profesor (ROWE, P. W., 1951) abordó el estudio de pantallas en suelos arenosos, suponiendo que la acción del terreno sobre la pantalla, en la zona de empuje pasivo, obedecía a una ley lineal caracterizada por un parámetro m similar a un coeficiente de balasto análogo al lh de Terzaghi.

6.6.2.1.1. Suelos arcillosos

6.6.2.1.1.1 Estructuras horizontales

Para el estudio de estructuras horizontales apoyadas sobre un suelo arcilloso, Terzaghi propuso un coeficiente de balasto $k_{s(1)}$, válido para la placa cuadrada de un pie de lado, en función de la consistencia de la arcilla, definida por la resistencia a compresión simple q_u , dando los siguientes valores medios:

Tipo de arcilla	q_u (kg/cm ²)	$k_{s(1)}$ kg/cm ³
1 Arcillas consistentes	1 a 2	1,6 a 3,2
2 Arcillas muy consistentes	2 a 4	3,2 a 6,4
3 Arcillas dura	> 4	> 6,4

La propuesta original, expresada en unidades anglosajonas, establecía unos valores relacionados por la siguiente expresión.

$$k_{s(1)} (\text{ton/pie}^3) = 50 q_u (\text{ton/pie}^2) \quad \text{Ec. 13}$$

Esta relación traducida a unidades métricas queda de la forma:

$$k_{30} (\text{kg/cm}^3) = 1,645 q_u (\text{kg/cm}^2) \quad \text{Ec. 14}$$

En arcillas, teniendo en cuenta que los asentos que experimenta una placa, son proporcionales al tamaño de la misma, Terzaghi indicó que el coeficiente de balasto a considerar debía ser inversamente proporcional al ancho de la placa, es decir:

$$\frac{K_b}{K_{30}} = \frac{1(\text{pie})}{b(\text{pies})} \approx \frac{0.30 (m)}{b(m)} \quad \text{Ec. 15}$$

Esta relación indica que el producto del coeficiente de balasto k_b por el ancho b resulta constante, con independencia del tamaño de la placa.

Este producto $k_b \cdot b$ se utiliza, a veces, con la denominación de módulo de reacción del terreno, E_s , y es un parámetro que tiene la dimensión de un módulo de elasticidad, al igual que la resistencia a compresión simple, q_u .

Sustituyendo valores y expresando los parámetros en unidades métricas, se verifica:

$$E_s (\text{kg/cm}^2) = k_{30} (\text{kg/cm}^3) \cdot 30,5 (\text{cm}) = k_b (\text{kg/cm}^3) \cdot b (\text{cm}) \cong 50 \cdot q_u (\text{kg/cm}^2) \quad \text{Ec. 16}$$

Cambiando de unidades y pasando las fuerzas a toneladas (t) y las longitudes a metros (m), en el caso de una placa cuadrada de lado b , se puede escribir:

$$E_s (\text{t/m}^2) = k_b (\text{t/m}^3) \cdot b (\text{m}) = 50 \cdot q_u (\text{t/m}^2) \text{ o bien} \quad \text{Ec. 17-18}$$

$$k_b (\text{t/m}^3) = 50 \cdot q_u (\text{t/m}^2) / b (\text{m})$$

La aplicación práctica de esta expresión permite calcular el asiento que experimenta una cimentación cuadrada de lado b , obteniendo como resultado:

$$S = \frac{p}{K_b} = \frac{p b}{50 q_u} \quad \text{Ec. 19}$$

El asiento que una placa rígida de igual dimensión experimenta en un medio elástico, de características E y v, viene dado por:

$$S = \frac{p b}{E} (1 - v^2) 0.88 \quad \text{Ec. 20}$$

Comparando estos dos últimos resultados de s, se observa que el coeficiente de balasto y la resistencia a compresión simple pueden relacionarse con el módulo de deformación del terreno. Suponiendo que la propuesta de (TERZAGHI, KARL, 1955) corresponde a un comportamiento de la arcilla a largo plazo cabe admitir $v=0,3$ y deducir las relaciones:

$$K_b = 1.25 E \quad E = 40 q_u \quad \text{Ec. 21-22}$$

En la bibliografía pueden encontrarse relaciones análogas entre el módulo de deformación y la compresión simple, pudiendo citar la del módulo de deformación a corto plazo $E_u = 250 \cdot q_u$, con $v=0,5$. Si se cumplen ambas relaciones, el asiento instantáneo equivaldría a 13% del asiento final.

Para el coeficiente de balasto $k_{b,l}$ a utilizar en cimentaciones rectangulares de ancho b y de longitud l, Terzaghi propuso la relación:

$$K_{b,l} = \frac{2}{3} K_b \left(1 + \frac{b}{2l}\right) \quad \text{Ec. 23}$$

En esta ecuación $k_{b,l}$ y K_b se expresan en las mismas unidades, debiendo venir las longitudes b y l en la misma dimensión. Puede verse que cuando la longitud l es muy grande, el cociente $b/2.l$ tiende a cero y por tanto el coeficiente de balasto es igual al de la placa cuadrada de lado b dividido por 1,5.

Refundiendo todas las expresiones se obtiene:

$$E_s = K_{b,l} b = \frac{100}{3} q_u \left(1 + \frac{b}{2l}\right) \quad \text{Ec. 24}$$

En esta expresión pueden utilizarse cualquier tipo de unidades siempre que sean concordantes.

En cimentaciones rectangulares de ancho b y longitud l, el valor del coeficiente de balasto resulta:

$$K_{b,l} (t/m^3) = \frac{100}{3} q_u (t/m^2) \frac{1}{b(m)} \left(1 + \frac{b}{2l}\right) \quad \text{Ec. 25}$$

Si no se conoce el valor de q_u y en cambio se dispone del valor N obtenido en el ensayo de penetración estándar SPT, puede utilizarse, en primera aproximación, la relación dada por Terzaghi entre este parámetro y el valor de la resistencia a compresión simple:

$$q_u (\text{kg/cm}^2) = N / 8 \quad \text{o bien} \quad q_u (t/m^2) = 1,25 N \quad \text{Ec. 26}$$

Sustituyendo esta relación en las expresiones anteriores, se obtiene de manera aproximada:

$$E_s (t/m^2) = K_{b,l} b \approx 40 N \left(1 + \frac{b}{2l}\right) \quad \text{Ec. 27}$$

$$K_{b,l} (t/m^3) = 40 N \frac{1}{b(m)} \left(1 + \frac{b}{2l}\right) \quad \text{Ec. 28}$$

6.6.2.1.1.2 Estructuras verticales

Terzaghi propuso análogamente un coeficiente de balasto horizontal k_h , dando expresiones similares a las anteriores para el coeficiente de balasto en sentido vertical. En este caso hizo un análisis distinto según se tratara de placas o

pilotes verticales o de pantallas y tablestacas, que en esencia consiste en la distinta manera de medir las dimensiones de la pieza que se esté estudiando.

Pilotes sometidos a cargas transversales

En este caso el ancho b se mide en sentido horizontal y la longitud l en sentido vertical. Dado que, en general, $l > b$ resulta que el cociente $b/l \approx 0$ y en consecuencia se obtienen las relaciones siguientes:

$$E_s(t/m^2) = K_h b = \frac{100}{3} q_u(t/m^2) \approx 40 N \quad \text{Ec. 29}$$

El coeficiente de balasto resulta:

$$K_h(t/m^3) = \frac{100}{3} \frac{1}{b(m)} q_u(t/m^2) \approx \frac{40 N}{b(m)} \quad \text{Ec. 30}$$

Pantallas o tablestacas

En este caso Terzaghi analizó pantallas estudiadas por el método que se conoce como de “base libre”, proponiendo para el coeficiente de balasto de la zona que queda empotrada en el terreno, los valores anteriores, pero indicando, mediante razonamientos sobre la geometría del fenómeno, que los valores debían ser inversamente proporcionales a $2D$, siendo D la profundidad de empotramiento, si bien finalmente, debido a la falta de terreno por encima del fondo de la excavación, propuso el valor $3D$.

La otra dimensión de la placa se mide en sentido horizontal, de manera que como generalmente $l \gg 2.D$, el coeficiente de balasto debe dividirse por 1,5, al igual que en el caso de los pilotes.

En consecuencia, pueden deducirse las expresiones siguientes en función de la profundidad D , que corresponde al empotramiento de la pantalla en el terreno:

$$K_h(t/m^3) = \frac{100}{9D(m)} \quad q_u(t/m^2) \approx \frac{40}{3D(m)} N \quad \text{Ec. 31}$$

En el caso de que la pantalla se estudie por el método que se conoce como de “base empotrada”, el valor de D puede ser menor que el real de empotramiento en el terreno, ya que la parte inferior de la pantalla se mueve en sentido contrario y sólo habría que considerar la zona real en la que actúa el empuje pasivo.

La aplicación de esta propuesta a un caso concreto, permite evaluar el desplazamiento horizontal necesario de una pantalla de profundidad D, para que se desarrolle el empuje pasivo de Rankine.

Suponiendo que el empuje debido al peso del terreno se encuentra equilibrado a ambos lados de la pantalla (ya que los coeficientes de empuje $K_a = K_p = 1$, cuando $\varphi_u = 0$), el desplazamiento horizontal δ hará aparecer en un lado nuevos empujes pasivos iguales a q_u , mientras que en el lado opuesto disminuirán en la misma cantidad. Según esto puede establecerse la siguiente relación:

$$\delta = \frac{p}{K_h} = \frac{2 q_u 9 D}{100 q_u} = 0.18 D \quad \text{Ec. 32}$$

Este resultado puede considerarse excesivo, de acuerdo con los datos recogidos en la bibliografía, por lo que cabe considerar, al igual que hacen otros autores, que la propuesta de Terzaghi resulta excesivamente conservadora.

En consecuencia parece que podrían adoptarse los valores propuestos para el estudio de los pilotes, cambiando la anchura d por la profundidad D, resultando los valores dados por la expresión:

$$K_h(t/m^3) = \frac{100}{3D(m)} \quad q_u(t/m^2) \approx \frac{40}{D(m)} N \quad \text{Ec. 33}$$

Con esta modificación el desplazamiento necesario sería $\delta = 0,06 D$, valor que parece más razonable y concordante con los valores del desplazamiento recogidos en la bibliografía.

6.6.2.1.2. Suelos arenosos

6.6.2.1.2.1 Estructuras horizontales

En el caso de las arenas Terzaghi propuso, para la placa de (1 pie x 1 pie), unos valores de $k_s(1)$ en función de la compacidad del material, dando los siguientes valores medios para arena seca o húmeda:

Tipo de arena	$k_s(1)$ kg/cm ³
1 Arena floja	1,28
2 Arena media	4,15
3 Arena densa	15,97

Para arena sumergida los valores debían reducirse al 60%.

En realidad la propuesta era más amplia ya que se indicaba un rango de valores para cada tipo de arena. Teniendo en cuenta, además, la definición de la compacidad de la arena, la propuesta puede resumirse según se recoge en el cuadro siguiente:

Tipo de arena	N golpes/30 cm	$k_s(1)$ kg/cm ³
1 Arena floja	< 10	0,64 a 1,92
2 Arena media	10 a 30	1,92 a 9,58
3 Arena densa	30 a 50	9,58 a 31,95
4 Arena muy densa	> 50	> 31,95

Partiendo de estos valores se ha podido observar que el logaritmo del coeficiente de balasto sigue una ley sensiblemente lineal con el valor de N, y que de manera aproximada se verifican las relaciones siguientes:

Arena seca o húmeda

$$K_{30} \left(\frac{kg}{cm^3} \right) = 10^{\frac{N+2}{34}} \quad \text{Ec. 34}$$

Arena sumergida

$$K_{30} \left(\frac{kg}{cm^3} \right) = 0.6 * 10^{\frac{N+2}{34}} \quad \text{Ec. 35}$$

Puede comprobarse que esta variación, según potencias de 10, coincide en líneas generales con la propuesta de Rowe para el estudio de pantallas, cuyo exponente puede ser $m = (N-13)/32$, para el coeficiente de balasto expresado en kg/cm³.

Según Terzaghi la experiencia había constatado que el coeficiente de balasto de una viga de 1 pie de ancho era aproximadamente igual al de una placa cuadrada de 1 pie de lado ya que la carga aplicada a lo largo de la longitud de la pieza tiene una influencia despreciable de unos puntos a otros. En todo caso si se utilizara la misma expresión que la dada en arcillas para cimentaciones rectangulares, el coeficiente de balasto en el caso extremo de viga muy larga se dividiría por 1,5.

En cimentaciones cuadradas de lado b, o vigas de lado b, el coeficiente de balasto a utilizar se determina, según la propuesta de Terzaghi, por la expresión:

$$K_b = K_{30} \left(\frac{b(m)+0.3(m)}{2 b (m)} \right)^2 \quad \text{Ec. 36}$$

Sustituyendo esta relación en las expresiones anteriores y cambiando las unidades de los parámetros se obtienen, en cada caso, las expresiones que se indican a continuación.

Placa cuadrada o viga apoyada en arena seca o húmeda:

$$K_{b,l} \left(\frac{t}{m^3} \right) = 100 * 10^{\left(\frac{N+2}{34}\right)} \left(\frac{b(m)+0.3}{2 b (m)} \right)^2 \quad \text{Ec. 37}$$

Placa cuadrada o viga apoyada en arena sumergida:

$$K_{b,l} \left(\frac{t}{m^3} \right) = 600 * 10^{\left(\frac{N+2}{34}\right)} \left(\frac{b(m) + 0.3}{2 b (m)} \right)^2 \quad \text{Ec. 38}$$

6.6.2.1.2.2 Estructuras verticales

Para las arenas todos los autores admiten que el coeficiente de reacción horizontal aumenta con la profundidad, según una relación parabólica, exponencial o lineal. Terzaghi, al igual que en el caso de las arcillas diferenció el estudio de pilotes o placas sometidos a cargas transversales del correspondiente a pantallas y tablestacas.

Pilotes sometidos a cargas transversales

En este caso, Terzaghi admitió una variación lineal del coeficiente de balasto, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$K_h = n_h \frac{z}{b} \quad \text{Ec. 39}$$

En esta fórmula, la notación es la siguiente:

z es la profundidad del punto donde se evalúa kh

b es la anchura de la placa vertical considerada

nh es un coeficiente de reacción horizontal, igual al coeficiente de balasto a la profundidad z=b

Los valores propuestos por Terzaghi para el parámetro n_h , en el caso de arena seca o húmeda, fueron los siguientes:

Tipo de arena	n_h kg/cm ³
1 Arena floja	0,22
2 Arena media	0,67
3 Arena densa	1,79

Al igual que en el caso anterior, para arena sumergida Terzaghi recomendaba valores iguales al 60%.

Terzaghi estableció esos valores en función del peso específico de la arena multiplicada por una constante variable según su compacidad. Puede comprobarse que los valores anteriores del coeficiente de balasto horizontal k_h , a la profundidad $z=b$, oscilan entre el 17% y el 11% de los valores propuestos como coeficiente de balasto vertical, $k_s(1)$, para la placa cuadrada horizontal de 1 pie de lado.

En consecuencia, relacionando el valor de n_h con la resistencia a la penetración estándar N , obtenida en el SPT, y pasando todo a unidades métricas, se pueden establecer las relaciones siguientes, similares a las anteriores:

Pilotes o placas verticales en arena seca o húmeda

$$K_h \left(\frac{t}{m^3} \right) = n_h \frac{z}{b} = 1000 * 10^{\frac{N-28}{40}} * \frac{z}{b} \quad \text{Ec. 40}$$

Para pilotes o placas verticales en arena sumergida

$$K_h \left(\frac{t}{m^3} \right) = n_h \frac{z}{b} = 600 * 10^{\frac{N-28}{40}} * \frac{z}{b} \quad \text{Ec. 41}$$

Pantallas o tablestacas

En el caso de pantallas instaladas en arena y estudiadas por el método de “base libre”, Terzaghi admitió una variación lineal del coeficiente de balasto, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$K_h = l_h \frac{z}{D} \quad \text{Ec. 42}$$

En esta fórmula:

z , es la profundidad del punto donde se evalúa K_h

D , la altura de empotramiento de la pantalla bajo la excavación

l_h , un coeficiente de reacción horizontal, igual al coeficiente de balasto a la profundidad $z=D$

Los valores propuestos por Terzaghi para el parámetro l_h , en el caso de arena seca o húmeda, fueron los siguientes:

Tipo de arena	l_h kg/cm ³
1 Arena floja	0,08
2 Arena media	0,26
3 Arena densa	0,64

Al igual que en otros casos, para arena sumergida Terzaghi recomendaba valores iguales al 60%.

En consecuencia, relacionando el valor de l_h con la resistencia a la penetración estándar N , obtenida en el SPT, y pasando todo a unidades métricas, se pueden establecer las relaciones siguientes entre el coeficiente de balasto k_h y la resistencia a la penetración estándar N , obtenida en el SPT:

Pantallas en arena seca o húmeda

$$K_h \left(\frac{t}{m^3} \right) = l_h \frac{z}{D} = 1000 * 10^{\frac{N-48}{45}} * \frac{z}{D} \quad \text{Ec. 43}$$

Para pantallas en arena sumergida

$$K_h \left(\frac{t}{m^3} \right) = l_h \frac{z}{D} = 600 * 10^{\frac{N-48}{45}} \frac{z}{D} \quad \text{Ec. 44}$$

6.6.2.2 Estimación por ensayó de laboratorio o in situ

ACI-336.2R-88: En el apartado 3.3.2 indica que traducción del autor:

Para obtener el asiento ΔH_{21} se procederá por integración numérica de la deformación unitaria a lo largo de la profundidad de influencia, calculando posteriormente K_s como $q / \Delta H$.

Se deben usar varios valores de deformación en la profundidad de influencia, aproximadamente $4B$, donde B es la mayor dimensión de la base del cimiento.

Los valores de los parámetros elásticos determinados en laboratorio son fuertemente dependientes de las perturbaciones de la muestra y del tipo y calidad de los resultados del análisis triaxial.

A continuación se señalan una serie de correcciones propuestas por distintos autores. Se ha mantenido la diferenciación recogida en las publicaciones entre Módulo Edométrico, E_o , y el Módulo de Compresibilidad, E_s . Ambos dependen del valor de tensión que se escoja como valor inicial en el ensayo. Se definen como:

$$E_m = \frac{\Delta \sigma'}{\varepsilon} \quad E_o = \frac{\Delta \sigma'}{\frac{-\Delta V}{V}} \quad \text{Ec. 45}$$

6.6.2.2.1 A partir del módulo de compresibilidad del suelo E_s

Según DE BEER tomado de (HANN, J.)

1. Cimentación Circular de área A y rigidez suficiente para distribución uniforme de presiones:

$$K = 1,392 \frac{E_s}{\sqrt{A}} \quad \text{Ec. 46}$$

2. Cimentación Circular de área A y rigidez infinitamente grande:

$$K = 1,50 \frac{E_s}{\sqrt{A}} \quad \text{Ec. 47}$$

3. Cimentación Rectangular a > b y rigidez suficiente para distribución uniforme de presiones:

$$K = 1,330 \frac{E_s}{\sqrt[3]{a b^2}} \quad \text{Ec. 48}$$

4. Cimentación Rectangular a > b con rigidez propia insuficiente que se produce levantamiento:

$$K = 1,330 \frac{E_s}{\sqrt[3]{l^l b^2}} \quad \text{Ec. 49}$$

Si el levantamiento α a > ; π , se denota por $\alpha' =; \pi / a$, siendo

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{K_s b}{4 E I}} \quad \text{Ec. 50}$$

Según DIMITROV tomado de (HANN, J.)

$$k = \rho \frac{E_s}{b (1-\mu^2)} \quad \text{Ec. 51}$$

Dónde:

p es un Coeficiente de Forma de la Cimentación Rectangular, según la tabla 15.

Y μ depende del tipo de terreno de forma tal que:

$0,125 \leq \mu \leq 0,50$ Arenosos y guijarrosos

$0,200 \leq \mu \leq 00,40$ Arcillosos

Según DIN 4019 tomado de (HANN, J.)

$$k = \frac{E_s}{b f_{(s,o)}} \quad \text{Ec. 52}$$

Donde la función f depende de las relaciones a/b y z/b , donde z es el espesor de la capa de terreno efectivo, tomándose un valor $z= 2 b$ si el espesor efectivo supera $2 b$. tomado de la referencia (HANN, J.)

TABLA 15. Coeficiente de forma según Dimitrov

COEFICIENTE DE FORMA DE LA CIMENTACION									
a:b	1.00	1.50	2.00	3.00	5.00	10.0	20.0	30.0	50.0
ρ	1.05	0.87	0.78	0.66	0.54	0.45	0.39	0.33	0.30

TABLA 16. Valores para f que depende de las relaciones a/b y z/b según DIN
Pueden tomarse para el módulo de deformación del suelo y el coeficiente poisson, E_s Ton/m² y μ los siguientes valores:

FUNCION f							
z:b \ l:b	1.00	1.50	2.00	3.00	5.00	10.0	20.0
0.20	0.18	0.18	0.18	0.19	0.19	0.19	0.19
0.40	0.29	0.31	0.32	0.33	0.33	0.34	0.34
0.60	0.37	0.40	0.42	0.44	0.45	0.46	0.46
0.80	0.44	0.47	0.50	0.53	0.56	0.57	0.57
1.00	0.49	0.53	0.57	0.61	0.64	0.67	0.67
1.50	0.58	0.65	0.70	0.75	0.81	0.86	0.87
2.00	0.64	0.72	0.78	0.85	0.93	1.00	1.03
3.00	0.70	0.82	0.89	0.99	1.09	1.20	1.25
5.00	0.76	0.90	1.00	1.13	1.27	1.43	1.54
7.00	0.79	0.94	1.05	1.20	1.37	1.55	1.68
10.00	0.81	0.97	1.09	1.26	1.45	1.68	1.85
20.00	0.82	0.98	1.12	1.32	1.57	1.89	2.12

TABLA 17. Valores de Es dependiendo del tipo de suelo

TIPO DE SUELO		Es Ton/m ²	
Arcilla	Muy blanda	30	300
	Blanda	200	400
	Media	450	900
	Dura	700	2000
Arcilla	Arenosa	3000	4250
suelos	Glaciares	1000	16000
Loess		1500	6000
Arena	Limosa	500	2000
Arena	Suelta	1000	2500
Arena	Densa	5000	10000
Grava arena	Densa	8000	20000
	Suelta	5000	14000
Arcilla	Esquistosa	14000	140000
Limos		200	2000

Fuente: (M.Sc. Ing. MANTILLA FRANCISCO, 2009)

TABLA 18. Valores de μ dependiendo del tipo de suelo

TIPO DE SUELO		μ	
Arcilla	Saturada	0.4	0.5
	No saturada	0.1	0.3
	Arenosa	0.2	0.3
Limo		0.3	0.35
Arena	Densa	0.2	0.4
	De grano grueso	0.15	0.15
	De grado fino	0.25	0.25
Roca		0.1	0.4
Loess		0.1	0.3
Hielo		0.36	
Concreto		0.15	

Fuente: (M.Sc. Ing. MANTILLA FRANCISCO, 2009)

6.6.2.2.2 A partir del módulo de deformación o módulo endométrico equivalente, E_o del suelo.

Según VOGT tomado de (JIMENES SALAS, 1980)

1. Cimentación Circular de área A y rigidez suficiente para distribución uniforme de presiones:

$$K = 1,392 \frac{E_o}{\sqrt{A}} \quad \text{Ec. 53}$$

2. Cimentación Rectangular a > 6y rigidez suficiente para distribución uniforme de presiones:

$$K = 1,330 \frac{E_o}{\sqrt[3]{a b^2}} \quad \text{Ec. 54}$$

Nótese la coincidencia con dos de las expresiones propuestas por De Beer.

Según KOGLER YSCHEIDING tomado de (JIMENES SALAS, 1980)

1. Superficie infinita, con capa compresible de espesor H:

$$K = \frac{E_o}{H} \quad \text{Ec. 55}$$

2. Carga en faja de ancho 5, con capa compresible de espesor H:

$$K = 2 \frac{E_o}{B} \frac{1}{\ln\left(\frac{B+2H}{B}\right)} \approx \frac{E_o}{B} \quad \text{Ec. 56}$$

3. Para superficies circulares o cuadradas, de diámetro o lado d:

$$K = E_o \frac{d+H}{d H} \quad \text{Ec. 57}$$

Relaciones que se han obtenido a partir de un reparto de tensiones por ensanche lineal a 45°.

Según (VESIC, ALEKSANDER, 1971)

Para una gran viga sobre profundidad infinita de suelo con módulo de elasticidad o de deformación constantes, el valor de k resulta ser.

$$K_c = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s b^4}{E_v I_v}} \frac{E_s}{1-\nu^2} \quad \text{Ec. 58}$$

En donde:

E_s, E_v Módulos del suelo y de la zapata respectivamente en las mismas unidades.

b, I_v Ancho y momento de inercia de la sección transversal de la zapata, en las mismas unidades.

ν Módulo de Poisson.

6.6.2.3 A partir de tabulaciones publicadas

6.6.2.3.1. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona- España.

(MORRISON NELSON, 1933)

Está en una tabla con diferentes valores del Módulo de Reacción del Suelo (conocido también como Coeficiente de Balasto o Modulo de Winkler) en función de la resistencia admisible del terreno en cuestión. Los valores de esta tabla son para una superficie de apoyo (Área) Estos valores son los que hay que darles al SAFE (no requieren ninguna Modificación).

Esta tabla es un resumen de diferentes trabajos en mecánica de suelos que han realizado el Prof. Terzaghi y otros cinco Ingenieros connotados mencionados anteriormente (cada uno en diferentes épocas).

(BOWLES, 1974) Presenta también al módulo de reacción del suelo en función de la capacidad admisible del suelo.

$$K_S = \frac{F_s * q_a}{S} \quad \text{Ec. 59}$$

En donde:

F_s Factor de seguridad para asentamientos

q_a Capacidad de carga permisible por asentamiento

S Asentamiento esperado

Esta ecuación la redujo considerando un factor de seguridad de 3 y asentamientos de 1 pulgada llegando a la siguiente expresión:

$$K_S = 120 q_a \quad \text{Ec. 60}$$

TABLA 19. Valores del Módulo de Reacción del Suelo

Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

6.6.2.3.2. (JIMENES SALAS, 1980), Geotecnia y Cimientos III Capítulo 1.

Tabla 1.1

En esta tabla se encuentra valores del K_{s1} , coeficiente de balasto para una placa de un pie² y valores del módulo de deformación endometrio del suelo, dependiendo del tipo de suelo.

TABLA 20. Valores del módulo de deformación E_0 y el coeficiente de balasto K_{s1}

TIPO DE SUELO	MODULO DE DEFORMACION E_0 (KGS/CM ²)	COEFICIENTE BALASTO PLACA 1 PIE ² K_{s1} (KG/CM ³)
*SUELO FANGOSO	11-33	0,50 -1,50
* ARENA SECA O HUMEDA, SUELTA (N SPT 3 -9)	0,16H - 0,48H	1,20 - 3,60
* ARENA SECA O HUMEDA, MEDIA (N SPT 9 -30)	0,48H - 1,60H	3,60 - 12,0
* ARENA SECA O HUMEDA, DENSA (N SPT 30 -50)	1,60H - 3,20H	12,0 - 24,0
*GRAVA FINA CON ARENA FINA	1,07H - 1,33H	8,0 -10,0
*GRAVA MEDIA CON ARENA GRUESA	1,33H - 1,60H	10,0 - 12,0
*GRAVA MEDIA CON ARENA GRUESA	1,60H - 2,00H	12,0 -15,0
*GRAVA GRUESA CON ARENA GRUESA	2,00H - 2,66H	15,0 - 20,0
*GRAVA GRUESA FIRMEMENTE ESTRATIFICADA	2,66H - 5,32H	20 - 40
** ARCILLA BLANDA q_u 0,25 - 0,50 kg/cm ²	15 -30	0,65 - 1,30
** ARCILLA MEDIA q_u 0,50 - 2,00 kg/cm ²	30 - 90	1,30 - 4,0
** ARCILLA COMPACTA q_u 2,00 - 4,00 kg/cm ²	90 - 180	4,0 - 8,0
ARCILLA MARGOSA DURA q_u 4,00 - 10,00 kg/cm ²	180 - 480	8,0 - 21,0
MARGA ARENOSA RIGIDA	480 -1000	21,0 -44,0
ARENA DE MIGA Y TOSCO	500 - 2500	22,0 - 110,0
MARGA	500 - 5000	22,0 - 2200,0
CALIZA MARGOSA ALTERADA	3500 - 5000	150,0 - 220,0
CALIZA SANA	2000 - 8000	885,0 - 36000,0
GRANITO METEORIZADO	700 - 20000	30,0 - 9000,0
GRANITO SANO	40000 - 80000	1700,0 - 3600
H= PROFUNDIDAD DEL POZO DE CIMENTACION EN CM * TERRENOS GRANULARES SI ESTAN SUMERGIDOS S TOMARAN CON UN E_0 O K_{s1} , IGUAL A LOS DE LA TABLA MULTIPLICADOS POR 0,60 * LOS VALORES CONSIDERADOS CORRESPONDEN A CARGAS DE CORTA DURACION SI SE CONSIDERAN CARGAS PERMANENTES QUE PRODUZCAN Q Y M Y A DE TENER LUGAR LA CONSOLIDACION , SE MULTIPLICARAN LOS VALORES DE E_0 Y K_{s1} DE LA TABLA POR 0,25		

6.6.3 Asentamientos en fundaciones superficiales

Los asentamientos provocados por las cargas impuestas por una construcción se dividen generalmente en tres tipos:

- Asentamiento inmediato
- Asentamiento por consolidación primaria
- Asentamiento por consolidación secundaria

6.6.3.1 Asentamiento Inmediato

El asentamiento inmediato es provocado por la deformación elástica del suelo sin ningún cambio de volumen. En una fundación aislada, se producen desplazamientos horizontales en el suelo.

Para determinar el asentamiento inmediato se utiliza ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad.

Generalmente se considera que el asentamiento inmediato ocurre durante la construcción.

El ensayo edométrico no es representativo de este tipo de asentamiento, a diferencia del asentamiento por consolidación indicado en el punto siguiente.

6.6.3.2 Asentamiento por Consolidación primaria

El asentamiento por consolidación primaria es el resultado de un cambio de volumen en suelos saturados cohesivos debido a la expulsión del agua que ocupa los espacios vacíos.

La teoría clásica de consolidación de Terzaghi considera:

- El sistema suelo-agua es homogéneo
- 100% saturada

- El agua y los granos del suelo son incompresibles
- El flujo de agua es unidimensional
- La Ley de Darcy es válida

El asentamiento por consolidación primaria está representado por el ensayo edométrico, y al igual que la teoría de consolidación, corresponde a una deformación unidimensional.

6.6.3.3 Asentamientos Por Consolidación Secundaria

El asentamiento por consolidación secundaria es el ajuste plástico de la estructura del suelo y ocurre cuando la consolidación primaria ha terminado, es decir, después que los excesos de presión en el agua se han disipado y que toda la carga ha sido entregada a la estructura de suelo.

6.6.3.4 Asentamientos Según Tipo de Suelo

En el caso de suelos granulares, de alta permeabilidad, el asentamiento instantáneo es el más relevante, ya que se considera que la expulsión de agua (consolidación primaria) ocurre inmediatamente, por lo que el asentamiento instantáneo y la consolidación primaria ocurren en conjunto durante la construcción.

En suelos finos, de baja permeabilidad, el asentamiento por consolidación toma relevancia, ya que éste puede tomar una gran cantidad de tiempo y una magnitud considerable.

En suelos orgánicos y suelos inorgánicos altamente compresibles, es la consolidación secundaria la que toma una alta relevancia.

Fuente: (DAS , BRAJA M., 1999) , Fundamentos de Ingeniería Geotécnica

6.6.4 asentamientos admisibles

Dependiendo del tipo de estructura fundada, ésta permite ciertos asentamientos sin afectar su funcionalidad o estética.

Muchas estructuras son capaces de resistir las deformaciones sin inconvenientes apreciables si éstas llegan a ser de algunos pocos centímetros, e instantáneas a la carga, pero no lo son para resistir asientos diferenciales, y menos cuando éstos se producen entre dos soportes cercanos.

Las estructuras isostáticas de hormigón ya limitan mucho esa capacidad y mucho más las hiperestáticas.

A la vista de los asientos previstos por el cálculo, muchas veces, se ha de reformar la cimentación o aumentar la flexibilidad de la estructura proyectada.

Se deben tener en cuenta las presiones admisibles por limitación de asientos; pues aun estando lejos de la carga de rotura, los asientos de una cimentación pueden ser catastróficos para la estructura. Por ejemplo, en estaciones de radar, compresores, edificios de maquinaria muy sensible, etc., en los que incluso una relación de $(\delta/l) < 1/5000$ puede destruir la utilidad del sistema, y por tanto el edificio puede quedar fuera de servicio (terminología en el esquema de la figura 17).

6.6.4.1 Definición de Asentamientos

Asientos diferenciales. Distorsión angular

- Asiento S: definido como el descenso de cualquier punto de la cimentación de un edificio.
- Asiento diferencial δ : es la diferencia de asientos entre dos puntos, también se llama asiento relativo. El asiento diferencial entre soportes δ_s es la diferencia de asientos entre soportes contiguos.

- Asiento máximo $S_{\text{máx}}$: es el mayor descenso sufrido por los cimientos de un edificio
- Distorsión angular (β): es la relación entre el asiento diferencial entre 2 puntos y la distancia que los separa, o sea:

$$\frac{\delta_s}{l_s} = \beta$$

Ec. 61

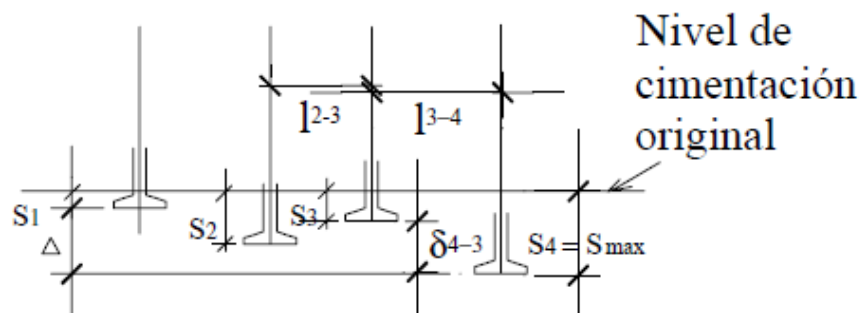


Figura N° 17. Asentamientos diferenciales, distorsión angular

$S_{\text{máx}}$ = asiento máximo

Δ = máximo asiento diferencial ($s_4 - s_1$)

δ_s = asiento diferencial entre soportes contiguos

l_s = luz entre pilares contiguos

β = distorsión angular = δ/l

- *Deformación angular*: es la suma de las distorsiones angulares a ambos lados de un punto. Si es positiva la deformación general es cóncava hacia arriba, por el contrario si es negativa es convexa.
- *Desplome*: distancia entre la proyección de la parte superior de un muro o pilar y la parte inferior del mismo elemento (dp).
- *Inclinación* w : es el ángulo girado respecto a la vertical, o sea la relación entre dp y h .

• *Flecha relativa*: máximo desplazamiento de un punto respecto a la línea que une los puntos extremos de una dirección, Δ (curvatura del mismo signo), dividido por la distancia entre dichos puntos LT , o sea, $fr = \Delta/LT$.

Fuente: (GONZALEZ MATILDE C., 2001)

6.6.4.2 Criterios de Asentamientos Tolerables

Diversos estudios indican los asentamientos totales y diferenciales tolerables para distintos tipos de estructuras.

TABLA 21. Asentamientos admisibles [Skemton y MacDonald], 1956

Asentamiento máximo, ρ	(mm)
Arena	32
Arcilla	45
Asentamiento diferencial máximo, δ	(mm)
Fundaciones aisladas en arena	51
Fundaciones aisladas en arcilla	76
Distorsión angular máxima β	1/300

TABLA 22. Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función entre la distancia de apoyo o columnas L . [NEC-11 Cap. 9]

TIPO DE CONSTRUCCIÓN	Δ_{max}
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	L/1000
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	L/500
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	L/300
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	L/360

TABLA 23. Distorsión angular límite. (Bjerrum, 1963)

Categoría por daño potencial	β
Peligro a maquinaria sensible a asentamientos	1/750
Peligro a marcos con diagonales	1/600
Límite seguro para no tener ningún agrietamiento en edificios	1/500
Primer agrietamiento de muros	1/300
Dificultades con grúas elevadas	1/300
La inclinación de edificios rígidos altos se vuelve visible	1/250
Considerable agrietamiento de paneles y muros de ladrillo	1/150
Peligro de daño estructural en edificios generales	1/150
Límite seguro para muros flexibles de ladrillos	1/150

TABLA 24. Distorsión angular límite. (USSR Building Code, 1955)

Tipo de estructura	Arena y arcilla dura	Arcilla plástica
Estructuras de acero y concreto	0.002	0.002
Hileras extremas de columnas con revestimiento de ladrillo	0.007	0.001
Estructuras donde no surgen deformaciones auxiliares durante asentamientos no uniformes de cimentaciones	0.005	0.005
Inclinación de chimeneas, torres, silos, etc.	0.004	0.004
Vigas carriles	0.003	0.003

6.6.5 Criterios de Diseño de Cimentaciones

6.6.5.1 Tipos de Criterios

6.6.5.1.1 Esfuerzo Permisible Transmitido

Se obtiene empíricamente al observar que la presión máxima no causa daño estructural en diferentes condiciones de suelos. Lo anterior no significa que no ocurrirán asentamientos. Esta presión admisible es válida para tamaños de cimentación y tipos de estructuras para las cuales las reglas prácticas se han establecido. Los valores son conservadores y es difícil averiguar en qué datos han sido basados. Las fallas registradas se atribuyen a mala clasificación de suelos, en vez de mala regla empírica. En muchos casos se verifica con ensayos de carga, que pueden no ser significativos.

6.6.5.1.2 Factor de Seguridad contra Falla por Capacidad Portante

Es un método más racional que el anterior. Debe evitarse este tipo de falla. El factor de seguridad (2 a 4) debe reflejar no sólo la incertidumbre en el análisis de capacidad portante, sino la observación teórica y práctica que el asentamiento no es excesivo. No debe usarse sin estimar el asentamiento. Se presenta la forma de determinar q (presión admisible del suelo).

6.6.5.1.2 Movimientos Permisibles

Es el verdadero criterio de diseño para la mayoría de estructuras. Existen dos problemas al aplicar el criterio: (a). Qué movimiento puede ser tolerado por la estructura y (b). Cómo se pueden predecir tales movimientos.

6.6.5.2 Movimientos Permisibles

Existe una gran cantidad de información disponible sobre métodos de predicción de asentamientos en edificaciones, más poca información sobre la cantidad y tipo de movimiento que la edificación puede tolerar sin causar daño. Es necesario determinar el asentamiento permisible.

6.6.5.2.1 Criterios de Diseño

El asentamiento tiene importancia por tres razones: aspecto, condiciones de servicio y daños a la estructura. Los tipos de asentamiento son:

- a. Asentamiento Uniforme
- b. Inclinación
- c. Asentamiento No-Uniforme

Existen asentamientos máximos y asentamientos diferenciales.

El asentamiento diferencial se caracteriza por la distorsión angular.

El asentamiento admisible depende del tipo de estructura fundada, ésta permite ciertos asentamientos sin afectar su funcionalidad o estética.

6.6.5.2.2 Relación entre Asentamiento y Daño

Tiene mayor importancia el asentamiento diferencial que el total, aún cuando es más difícil estimar el diferencial. Lo anterior es debido a que la magnitud del diferencial depende del suelo y la estructura.

Usualmente se establecen relaciones entre la distorsión máxima y el asentamiento diferencial máximo, luego se tiene relaciones entre el asentamiento diferencial máximo y el asentamiento máximo de una zapata. Usualmente se especifica para zapatas de edificios comerciales un asentamiento total admisible de 1 pulgada.

Fuente: (Jorge Alva Hurtado)

6.7 METODOLOGÍA

6.7.1 Datos generales de diseño

$f'c$: 210 kg/cm²

f_y : 4200 kg/cm²

-Códigos a aplicarse.

- ACI 318-99;
- ACI 318-08;
- CEC 2002;

-Peso específico del hormigón:

-2480 kg/m³ (Código ACI 318 -99)

-2400 kg/m³ (Código ACI 318S-08 artículo 8.5.1)

-Módulo de Poisson de hormigón: 0,2

-Módulo de Poisson de Acero: 0,3

-Módulo de elasticidad del hormigón: En el artículo 8.5.1 del código ACI 318-99

$$E_c = (W_c)^{1,5} * 0,14 * \sqrt{f'_c} \quad (f'_c \text{ está en kg/cm}^2.)$$

Dónde:

W_c : Densidad del concreto.

$$E_c = (2480)^{1,5} * 0,14 * \sqrt{210} \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 250562 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de elasticidad del acero: En el artículo 8.5.2 del código ACI 318-99.

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa} = 200\,000 \text{ kg/cm}^2$$

6.7.2 Características losas

6.7.2.1 Losa alivianada

Definimos el tablero que servirá para diseñar la losa.

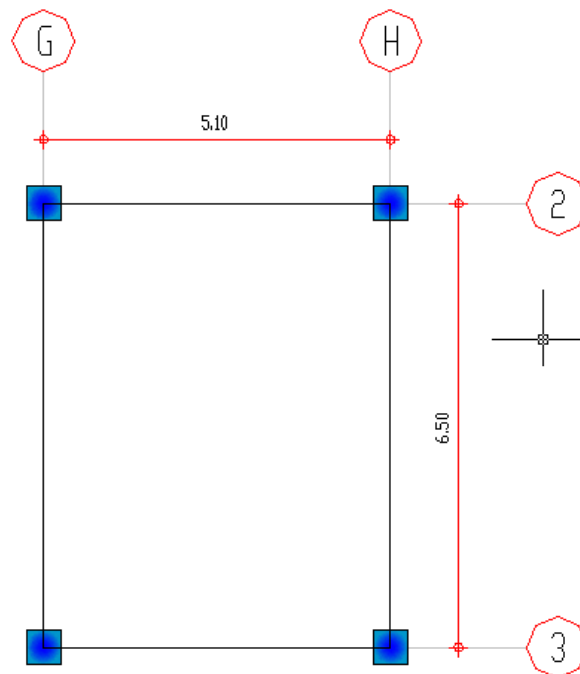


Figura N° 18. Tablero crítico de diseño

Método 1.

Lado Mayor Tablero: 6.50 m

Lado Menor Tablero: 5.10 m

l_n = Luz libre medida entre caras de los apoyos. = 6.50m = 650 cm

β = Relación de Lado Mayor de losa entre lado menor de la losa.

$$\beta = \frac{\text{lado mayor}}{\text{lado menor}}$$

$$\beta = \frac{6.50}{5.10}$$

$$\beta = 1,275$$

$$h = \frac{\ln(0.8 + f_y / 14000)}{36 + 9\beta} \quad \text{Eq. (9-12) ACI 318-99}$$

$$h = \frac{650(0.8 + \frac{4200}{14000})}{36 + 9(1,275)}$$

$$h = 15,07 \text{ cm}$$

Método 2.

Fórmula empírica:

$$H = 0,03\text{m} * \text{luz losa}$$

Asumir 3cm de peralte por cada metro de luz de la losa.

$$h = 0,03\text{m} * 6,50 \quad h = 19,50\text{cm}$$

De acuerdo a los planos estructurales utilizaremos una losa alivianada bidireccional de 25cm.

6.7.2.2 Losa con placa colaborante

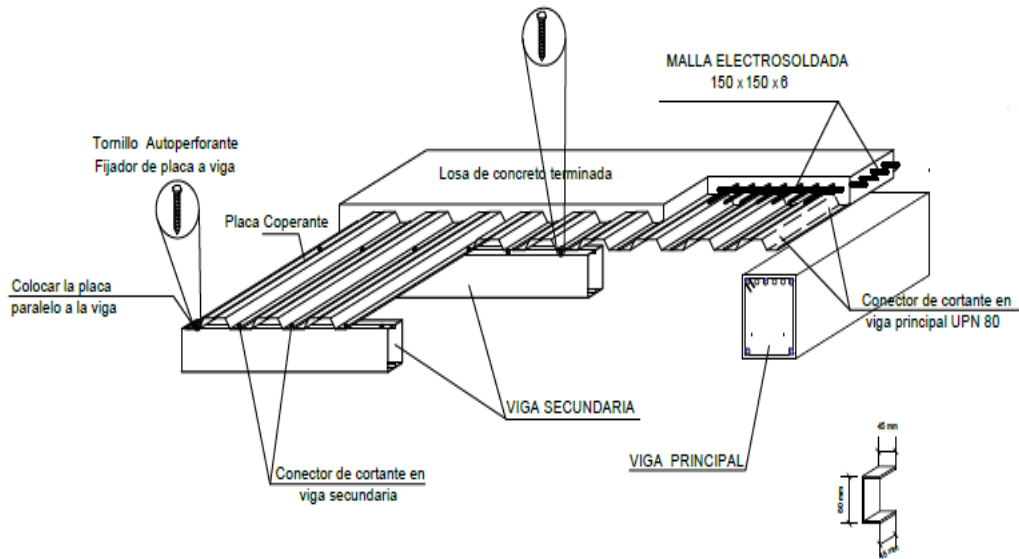


Figura N° 19. Corte tipo losa con placa colaborante

Para la cuantificación de cargas en este tipo de losas con placa colaborante, se debe asumir el espesor de placa que se va a utilizar, esto según la importancia del edificio y los espesores que disponen los proveedores de este material. Para este caso se utiliza una placa de la casa proveedora de acero DIPAC.

Espesores y pesos de las placas: (CATÁLOGO DE ACEROS DIPAC)

$e = 0,65\text{mm}$ Peso: $6,23\text{ kg/m}^2$ Para uso residencias

$e = 0,74\text{mm}$ Peso: $7,08\text{ kg/m}^2$ Para uso industrial.

Especificaciones técnicas:

$f_y = 2600\text{ kg/cm}^2$

$f'_c = 210\text{ kg/cm}^2$

Acero galvanizado: ASTM-A653

SELECCIÓN DE LA PLACA:

Espesor: $0,74\text{mm}$

Peso: 7,08Kg/m²

Espesor de concreto 8 cm sobre la cresta superior de la placa.

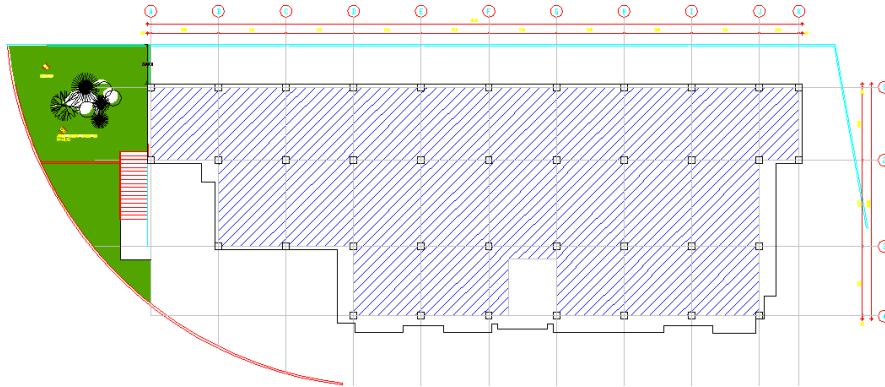


Figura N° 20. Área de losa con placa colaborante

6.7.2.3 Losa maciza para volado

Peralte mínimo h Tabla 9.5(a) ACI 318-99

$$h = \frac{l}{10}$$

$$h = \frac{100}{10}$$

$$h = 10\text{cm}$$

De acuerdo a los planos estructurales utilizaremos una losa maciza de 10cm.

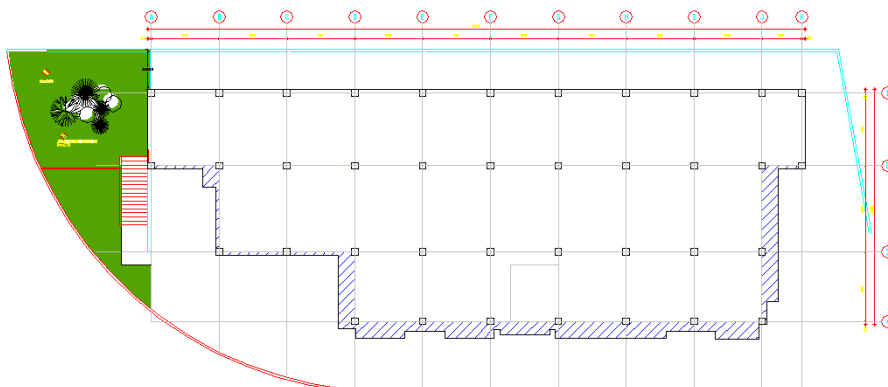


Figura N° 21. Área de losa maciza volado

6.7.3 Cuantificación de cargas

6.7.3.1 Carga de losa alivianada bidireccional del nivel: 0,00m

La carga muerta será calculada para cada m² de losa

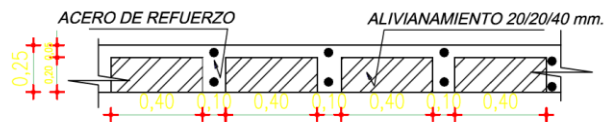


Figura N° 22. Detalle de losa

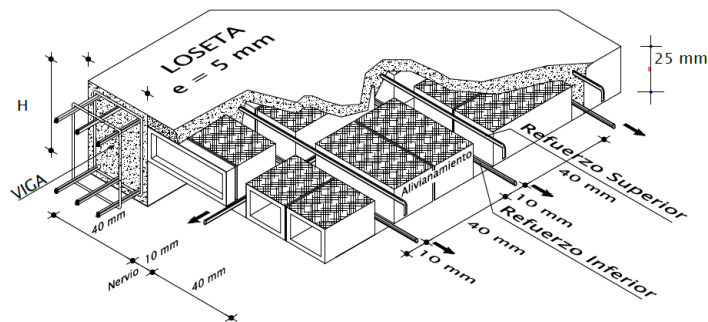


Figura N° 23. Detalle isométrico de corte tipo de losa

CUANTIFICACIÓN DE CARGAS:

-Peso propio loseta: $0,05\text{m} \times 1\text{m} \times 1\text{m} \times 2400 \text{ kg/ m}^3 = 120 \text{ kg/ m}^2$

-Peso propio nervios: $0,2\text{m} \times 0,1\text{m} \times 3,6\text{m} \times 2400 \text{ kg/ m}^3 = 172,8 \text{ kg/ m}^2$

Debido a que el programa etabs va a cuantificar el peso propio de la losa (equivalente), solamente utilizaremos los pesos adicionales:

-Peso alivianamientos: $8 \text{ bloques} \times 9 \text{ kg/ m}^2 = 72 \text{ kg/ m}^2$

-Peso masillado y alisado : $0,04\text{m} \times 1\text{m} \times 1\text{m} \times 1900\text{kg/ m}^3 = 76 \text{ kg/ m}^2$

-Peso acabado : $0,015\text{m} \times 1\text{m} \times 1\text{m} \times 1200 \text{ kg/ m}^3 = 18 \text{ kg/ m}^2$

CMA= 166.00 kg/ m^2

(CEC Parte I-2001 Capítulo 3. Tabla 4.1. Cargas Uniformes y concentradas)

Garajes: $CV = 500 \text{ kg/ m}^2$

6.7.3.2 Carga de losa con placa colaborante de los niveles: +2.70; +5.70; +8.70; +11.70; +14.70; +17.70; +21.14.

-Peso hormigón = volumen * $2400 \text{ kg/ m}^3 = 0,1054 * 2400 \text{ kg/ m}^3 = 252,96 \text{ kg/ m}^2$

-Peso placa = $7,08 \text{ kg/ m}^2$
(Dato de volumen en tablas del catálogo DIPAC. Para un espesor de loseta de 5cm)

Debido a que el programa etabs va a cuantificar el peso propio de la losa con placa colaborante, solamente utilizaremos los pesos adicionales:

-Peso malla electro soldada= asumido 3 kg/ m^2

-Peso alisado + cielo raso= $0,05 \text{ m} * 1 \text{ m} * 1 \text{ m} * 1900 \text{ kg/ m}^3 = 95 \text{ kg/ m}^2$

-Peso acabado= $0,015 \text{ m} * 1 \text{ m} * 1 \text{ m} * 1200 \text{ kg/ m}^3 = 18 \text{ kg/ m}^2$

$CM = 116 \text{ kg/ m}^2$

(CEC Parte I-2001 Capítulo 3. Tabla 4.1. Cargas Uniformes y concentradas)

Residencias: $CV = 200 \text{ kg/ m}^2$

6.7.3.3. Carga de losa maciza de los niveles: +2.70; +5.70; +8.70; +11.70; +14.70; +17.70.

-Peso propio losa: $0,1 \text{ m} * 1 \text{ m} * 1 \text{ m} * 2400 \text{ kg/ m}^3 = 240 \text{ kg/ m}^2$

Debido a que el programa etabs va a cuantificar el peso propio de la losa (equivalente), solamente utilizaremos los pesos adicionales:

$$\text{-Peso masillado y alisado : } 0,04\text{m} \times 1\text{m} \times 1\text{m} \times 1900\text{kg/ m}^3 = 76 \text{ kg/ m}^2$$

$$\text{-Peso acabado : } 0,015\text{m} \times 1\text{m} \times 1\text{m} \times 1200 \text{ kg/ m}^3 = 18 \text{ kg/ m}^2$$

$$\text{CMA} = 94.00 \text{ kg/ m}^2$$

(CEC Parte I-2001 Capítulo 3. Tabla 4.1. Cargas Uniformes y concentradas)

$$\text{Residencias: } \text{CV} = 200 \text{ kg/ m}^2$$

6.7.3.4 Carga de pared

Altura de entrepiso: 3,00m

$$h_{\text{pared}} = h_{\text{entrepiso}} - h_{\text{losa}}$$

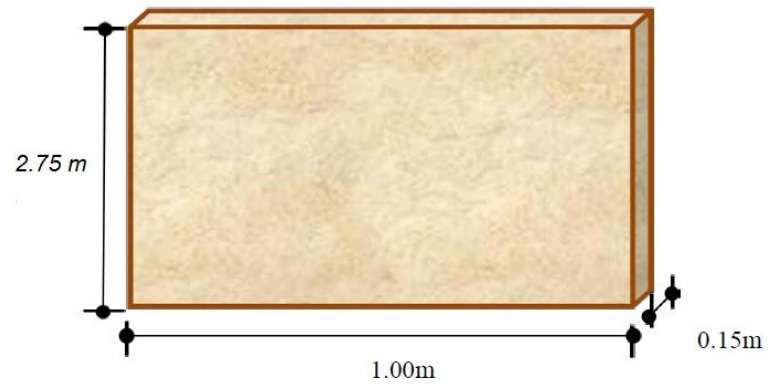
$$h_{\text{pared}} = 3,00\text{m} - 0,25\text{m} = 2,75\text{m}$$

TABLA 25. Pesos específicos de materiales:

Material	Peso específico
Pared de bloque	1600 kg/m ³
Vidrio plano	2680 kg/m ³

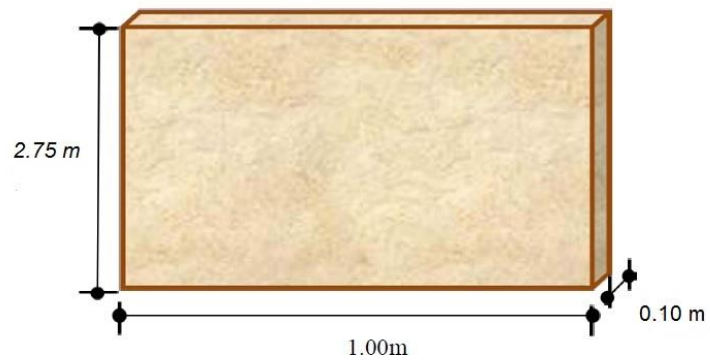
Fuente: <http://es.scribd.com/doc/2607520/Pesos-especificos-de-materiales-de-construccion>

Pared tipo 1:



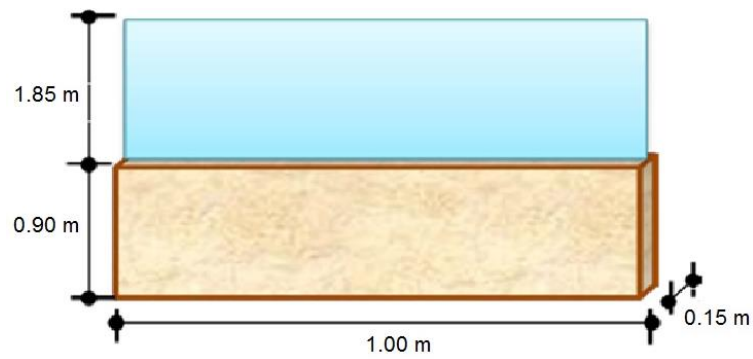
$$PP1 = 0,15\text{m} * 1\text{m} * 2,75\text{m} * 1600\text{Kg}/\text{m}^3 = 660,00 \text{ Kg/ml}$$

Pared tipo 2:



$$PP2 = 0,10\text{m} * 1\text{m} * 2,75\text{m} * 1600\text{Kg}/\text{m}^3 = 440,00 \text{ Kg/ml}$$

Pared tipo 3:



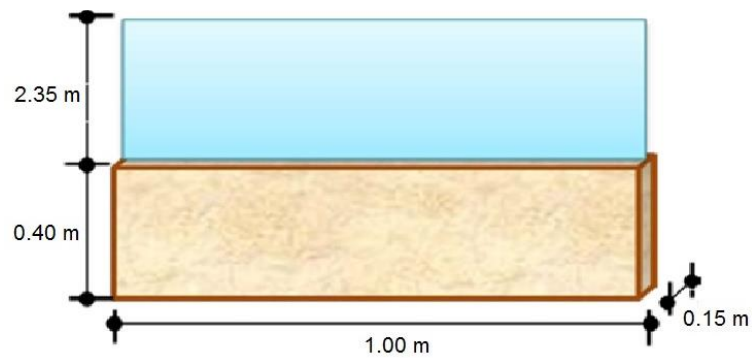
$$PP3_h = 0,15\text{m} * 1\text{m} * 0,90\text{m} * 1600\text{Kg}/\text{m}^3 = 216,00 \text{ Kg/ml}$$

$$PP3_v = 0,006\text{m} * 1\text{m} * 1,85\text{m} * 2680\text{Kg}/\text{m}^3 = 29,75 \text{ Kg/ml}$$

$$PP3_a = \text{asumido} = 10,00 \text{ Kg/ml}$$

$$PP3 = 255,75 \text{ Kg/ml}$$

Pared tipo 4:



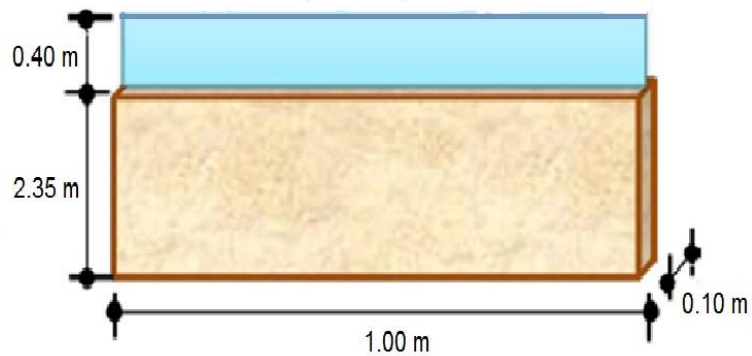
$$PP4_h = 0,15\text{m} * 1\text{m} * 0,40\text{m} * 1600\text{Kg}/\text{m}^3 = 96,00 \text{ Kg/ml}$$

$$PP4_v = 0,006\text{m} * 1\text{m} * 2,35\text{m} * 2680\text{Kg}/\text{m}^3 = 37,79 \text{ Kg/ml}$$

$$PP4_a = \text{asumido} = 10,00 \text{ Kg/ml}$$

$$PP4 = 143,79 \text{ Kg/ml}$$

Pared tipo 5:



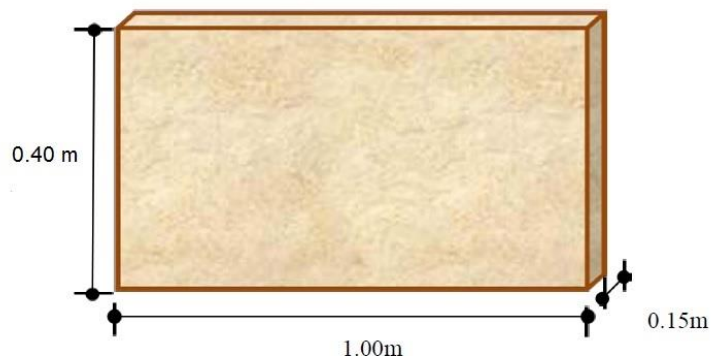
$$PP5_h = 0,10\text{m} * 1\text{m} * 2.35\text{m} * 1600\text{Kg}/\text{m}^3 = 376,00 \text{ Kg/ml}$$

$$PP5_v = 0,006\text{m} * 1\text{m} * 0.40\text{m} * 2680\text{Kg}/\text{m}^3 = 6,43 \text{ Kg/ml}$$

$$PP5_a = \text{asumido} = 10,00 \text{ Kg/ml}$$

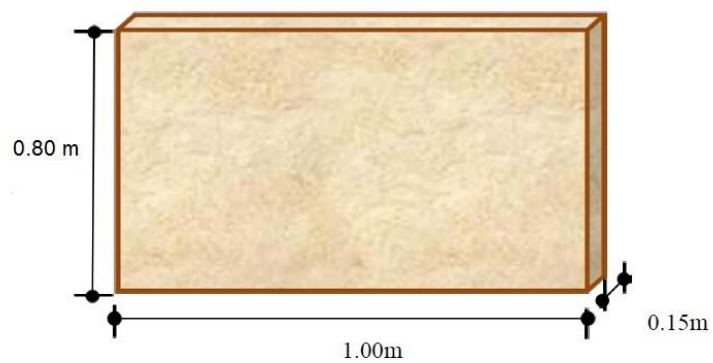
$$PP5 = 392,43 \text{ Kg/ml}$$

Pared tipo 6:



$$PP6 = 0,15\text{m} * 1\text{m} * 0.40\text{m} * 1600\text{Kg}/\text{m}^3 = 96,00 \text{ Kg/ml}$$

Pared tipo 7:



$$PP7 = 0,15\text{m} * 1\text{m} * 0.80\text{m} * 1600\text{Kg}/\text{m}^3 = 192,00 \text{ Kg/ml}$$

Pared tipo 8:



$$PP8 = 0,10\text{m} * 1\text{m} * 1,40\text{m} * 1600\text{Kg}/\text{m}^3 = 224,00 \text{ Kg/ml}$$

6.7.4 Analisis de losas

6.7.4.1 Losa alivianada bidireccional

Método 3 ACI: Debido a que los métodos de diseño de losas son para tableros rectangulares se ha tomado como tablero para estudio el siguiente:

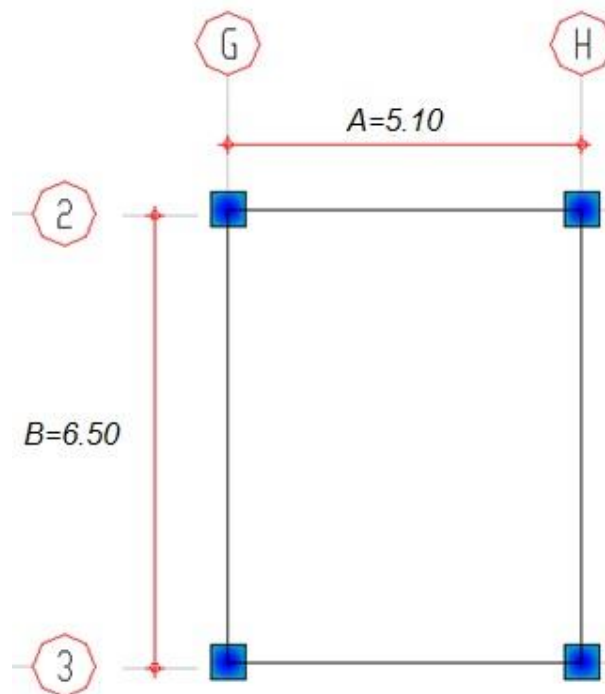


Figura N° 24. Tablero de diseño

Caso 2. Los cuatro bordes empotrados

Caso 2 de apoyo:

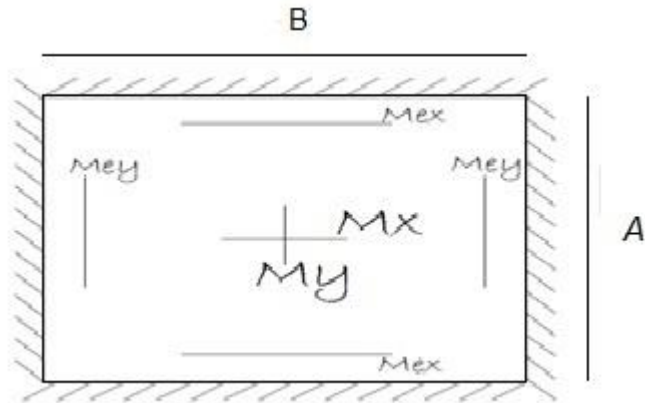


Figura N° 25. Modelo matemático

Datos:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$h_{losa} = 25 \text{ cm}$$

$$CM_{total} = 460,0 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$U = 1,4CM + 1,7CV$$

$$U = 1,4(460 \text{ kg/m}^2) + 1,7(500 \text{ kg/m}^2)$$

$$U = 1494,00 \text{ kg/m}^2$$

$$M = \frac{A}{B}$$

Dónde:

A: Longitud menor del tablero.

B: Longitud mayor del tablero.

$$M = \frac{A}{B}$$

$$M = \frac{5,10}{6,50}$$

$$M = 0,785 \sim 0,8$$

Caso 2

$$W = 1,4CM + 1,7CV$$

$$W = 1494,00 \text{ kg/m}^2$$

- CALCULO DE MOMENTOS

Momentos negativos (-)

Tabla # 1-Coeficientes para los momentos negativos en las losas.

$$C_A = 0,065$$

$$C_B = 0,027$$

$$M_A^- = C_A * W * A^2$$

$$M_A^- = 0,065 * 1494,00 \text{ kg/m}^2 * 5,10^2$$

$$M_A^- = 2525,83 \text{ Kg-m}$$

$$M_B^- = C_B * W * B^2$$

$$M_B^- = 0,027 * 1494,00 \text{ kg/m}^2 * 6,50^2$$

$$M_B^- = 1704,28 \text{ Kg-m}$$

Momentos positivos (+)

Momentos en A

Tabla # 2-Coeficientes para los momentos positivos producidos en las losas por las cargas muertas.

$$C_A = 0,026$$

$$W = 1,4 \text{ CM}$$

$$W = 1,4 (460 \text{ kg/m}^2)$$

$$W = 644,00 \text{ kg/m}^2$$

$$M_A^+ = C_A * W * A^2$$

$$M_A^+ = 0,026 * 644,00 \text{ kg/m}^2 * 5,10^2$$

$$M_A^+ = 435,51 \text{ Kg-m}$$

Tabla # 3-Coeficientes para los momentos positivos producidos en las losas por las cargas vivas.

$$C_A = 0,041$$

$$W = 1,7 \text{ CV}$$

$$W = 1,7 (500 \text{ kg/m}^2)$$

$$W = 850,00 \text{ kg/m}^2$$

$$M_A^+ = C_A * W * A^2$$

$$M_A^+ = 0,041 * 850,00 \text{ kg/m}^2 * 5,10^2$$

$$M_A^+ = 906,45 \text{ Kg-m}$$

$$M_A^+ \text{ Integrado} = 435,51 \text{ Kg-m} + 906,45 \text{ Kg-m}$$

$$M_A^+ \text{ Integrado} = 1341.96 \text{ Kg-m}$$

Momentos en B

Tabla # 2-Coeficientes para los momentos positivos producidos en las losas por las cargas muertas.

$$C_B = 0,011$$

$$W = 1,4 \text{ CM}$$

$$W = 1,4 (460 \text{ kg/m}^2)$$

$$W = 644,00 \text{ kg/m}^2$$

$$M_B^+ = C_B * W * B^2$$

$$M_B^+ = 0,011 * 644,00 \text{ kg/m}^2 * 6,50^2$$

$$M_B^+ = 299,30 \text{ Kg-m}$$

Tabla # 3-Coeficientes para los momentos positivos producidos en las losas por las cargas vivas.

$$C_B = 0,017$$

$$W = 1,7 \text{ CV}$$

$$W = 1,7 (500 \text{ kg/m}^2)$$

$$W = 850,00 \text{ kg/m}^2$$

$$M_B^+ = C_B * W * B^2$$

$$M_B^+ = 0,017 * 850,00 \text{ kg/m}^2 * 6,50^2$$

$$M_B^+ = 610,51 \text{ Kg-m}$$

$$M_B^+ \text{ Integrado} = 299,30 \text{ Kg-m} + 610,51 \text{ Kg-m}$$

$$M_A^+ \text{ Integrado} = 909,81 \text{ Kg-m}$$

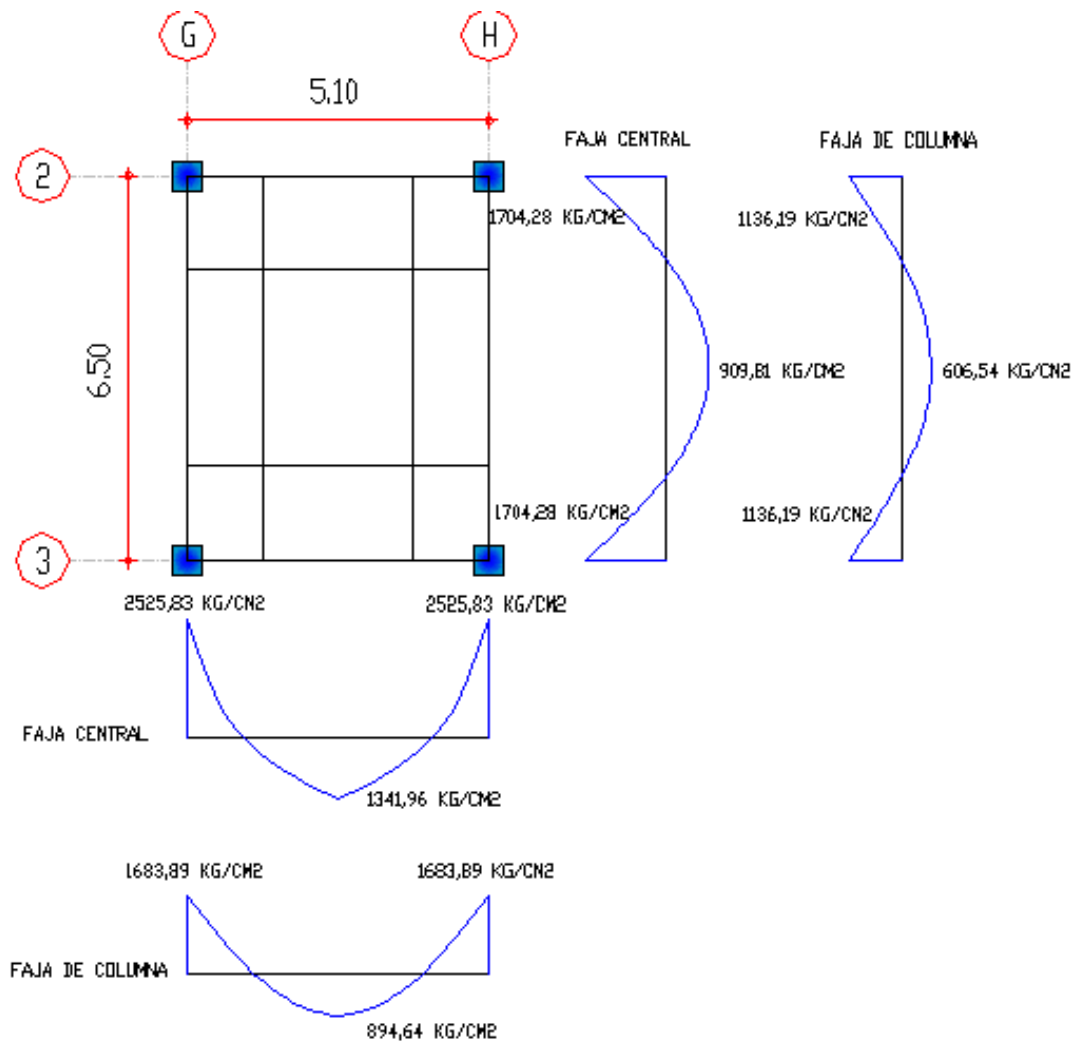


Figura N° 26. Momentos de diseño

- DETERMINACIÓN DE ACEROS:

Ecuaciones para determinar el acero:

- $M = A_s * f_y * j_u * d$
- $J_u = 1 - \frac{K}{3}$

- $K = \frac{1}{1 + \frac{F_s}{n \cdot F_c}}$
- $F_c = 0,45 \cdot f'_c$
- $F_c = 0,45 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2$

$$F_c = 94,50 \text{ kg/cm}^2$$

- $E_c = (W_c)^{1,5} \cdot 0,14 \cdot \sqrt{f'_c}$

$$E_c = (2480)^{1,5} \cdot 0,14 \cdot \sqrt{210} \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 250562,00 \text{ kg/cm}^2$$

- $n = \frac{E_s}{E_c}$

$$n = \frac{2000000 \text{ kg/cm}^2}{250562,00 \text{ kg/cm}^2} = 7,98$$

Dónde:

M: Momento último.

As= Área de refuerzo longitudinal.

ju: Coeficiente.

d: Peralte efectivo.

n: Coeficiente de relación entre módulos de elasticidad entre acero y concreto.

K: constante para obtener el coeficiente ju.

ϕ : Factor de reducción de resistencia, para tracción o flexión = 0.90

$$K = \frac{1}{1 + \frac{F_s}{n \cdot F_c}}$$

Para calcular el esfuerzo de trabajo F_s . Se recomienda que se lo haga al 50% de su límite de fluencia o utilizar esta tabla de acuerdo a la varilla que se va a utilizar,

en todo caso se va a tomar el menor obtenido de los dos valores, para ir por el lado de seguridad.

TABLA 26. Esfuerzos admisibles en el acero de refuerzo

Diámetros de barras	Esfuerzo máximo admisible para esfuerzos de trabajo (MPa)	
	$F_x=240$ MPa	$F_y=240$ MPa
Elementos en la tracción directa (barra de todos los diámetros)	100	140
N° 3 (3/8") a N° 5 (5/8") 10M (10mm) a 18 M (18 mm)	140	100
N° 6 (3/4") a N° 8 (1") 20M (20mm) a 25 M (25 mm)	140	155
N° 9 (1-1/8") a N° 11 (1-3/8") 32M (32mm)	140	143

El valor de la tabla sería 190 MPa, ya que la varilla de una losa está entre los diámetros de 10 a 18mm, y con un $f_y=4200$ kg/cm²

$$K = \frac{1}{1 + \frac{1900 \text{ Kg/cm}^2}{7,98 * 126 \text{ Kg/cm}^2}} = 0,53$$

$$j_u = 1 - \frac{0,53}{3} = 0,82 \sim 0,90$$

$$A_s = M * \frac{100}{\phi * f_y * j_u * d}$$

$$A_s = M * \frac{100}{0,9 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * 0,9 * 22,5 \text{ cm}}$$

$$A_s = M * 0,001306$$

- RESUMEN DE ACERO:

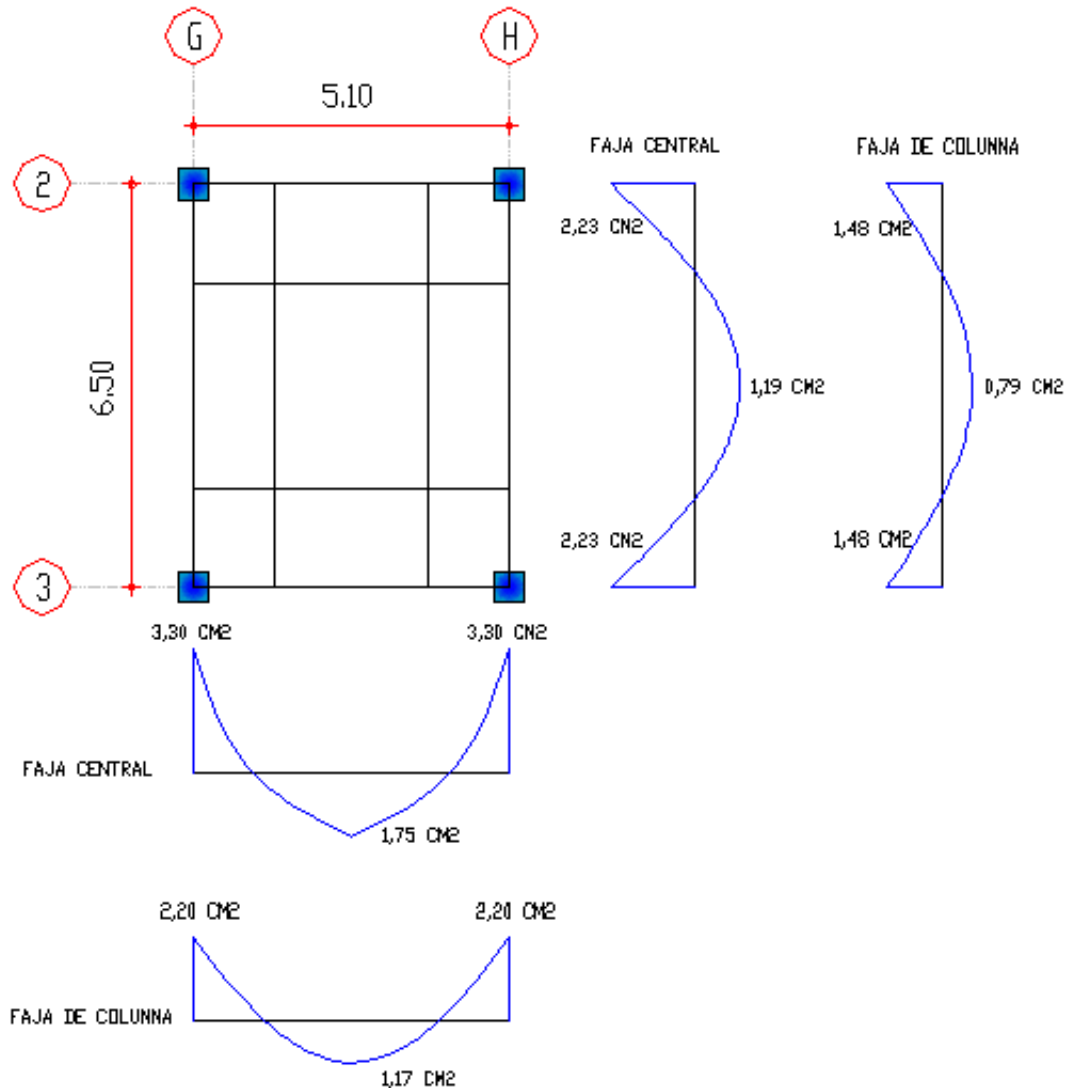


Figura N° 27. Aceros de refuerzo positivo y negativo

$$A_s \text{ min} = \frac{14}{f_y} * b_w * d$$

$$A_s \text{ min} = \frac{14}{4200 \text{ kg/cm}^2} * 20 * 22,5$$

$$A_s \text{ min} = \frac{14}{4200 \text{ kg/cm}^2} * 20 * 22,5$$

$$A_s = 1,5 \text{ cm}^2$$

A_s min: 1,5 cm² @ nervio.

- CHEQUEOS:

CHEQUEO A FLEXIÓN

Determinamos la cuantía máxima de acero que se coloca en la losa, para esto el

ACI 318-99 nos indica:

10.5.1 En cualquier sección de un elemento a flexión, excepto por lo dispuesto en 10.5.3, para el refuerzo tanto superior como inferior, la cantidad de refuerzo no

debe ser menor que la dada en la ecuación (10-3). $A_s \min = \frac{0.8 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b_w * d$,

ni menor que, $\frac{14.5 * b_w * d}{f_y}$ y la cuantía de refuerzo, ρ , no debe exceder 0.025. Al

menos dos barras deben disponerse en forma continua tanto en la parte superior como inferior.

$$\rho_b = 0,85 \frac{f'c}{f_y} * \beta_1 * \frac{6120}{6300 + f_y}$$

$$f'c = 210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\beta_1 \longrightarrow 0,65 < 1,05 - \frac{f'c}{1400} < 0,85$$

$$\rho_b = 0,85 \frac{210}{4200} * \beta_1 * \frac{6120}{6300 + 4200} = 0,02142$$

10.3.3 En elementos sujetos a flexión y en elementos sujetos a la combinación de cargas de flexión y cargas axiales de compresión, cuando la carga axial de diseño ϕP_n es menor que la más pequeña de $0,10 f'c A_g$ ó ϕP_b , el porcentaje de refuerzo ρ proporcionado no debe exceder de 0,75 de la relación ρ_b que produce las condiciones de deformación balanceada en secciones sujetas a flexión sin carga axial. En elementos con acero de refuerzo en compresión, la porción de ρ_b

igualada por el acero de refuerzo en compresión no necesita reducirse mediante el factor 0,75.

Por tanto:

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0,75 \text{ pb}$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0,75 * 0,02142 = 0,0160672$$

La cuantía de acero para losas se encuentra en el siguiente rango:

$$0,0018 \leq \rho \leq 0,0160672$$

Asumimos una cuantía de acero de $\rho = 0.01$ y calculamos el peralte requerido:

$$q = \rho * \frac{f_y}{f'_c}$$

$$q = 0.01 * \frac{4200}{210} = 0,20$$

$$K = (q - 0,59 * q^2)$$

$$K = (0,20 - 0,59 * 0,20^2) = 0,1764$$

$$bd^2 = \frac{Mu}{\phi * f'_c * K}$$

$$bd^2 = \frac{2525,83 * 100}{0,9 * 210 * 0,1764} = 7576,07$$

$$d^2 = \frac{7576,07}{20} = 378,80$$

$$db = 19,46 \text{ cm}$$

$$d=22,5\text{cm}$$

$$d > db. \text{ OK}$$

- CHEQUEO A CORTE:

Para el cálculo de V_u se lo realizara en función de las áreas.

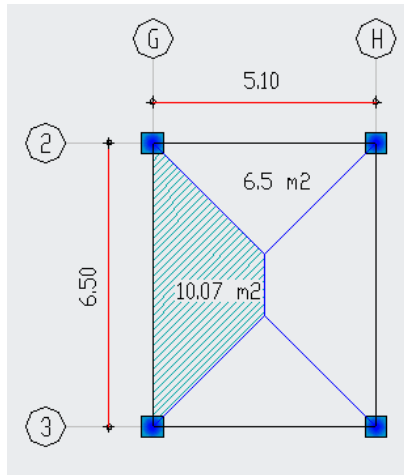


Figura N° 28. Área cooperante para chequeo a corte valor mayor

Área: $10,07 \text{ m}^2$

Nota: la luz es en el sentido del recorrido del diafragma de corte y por cada ml.

$$V_u = \frac{U \cdot \text{área}}{\text{luz}}$$

$$U = 1,4CM + 1,7CV$$

$$U = 1,4(460 \text{ kg/m}^2) + 1,7(500 \text{ kg/m}^2)$$

$$U = 1494,00 \text{ kg/m}^2$$

$$V_u = \frac{1494,00 \text{ kg/m}^2 \cdot 10,07 \text{ m}^2}{6,50 \text{ m}}$$

$$V_u = 2314,55 \text{ Kg} \cdot \text{C/ml}$$

$$V_u = \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d}$$

$$V_u = \frac{2314,55}{0,85 \cdot 20 \cdot 22,5} = 6,05 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{adm} = 0,53 \cdot \sqrt{f'c}$$

$$V_{adm} = 0,53 \cdot \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}$$

$$V_{adm} = 7,68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{adm} > V_u \text{ OK}$$

- DISTRIBUCIÓN DE ACEROS EN FAJAS CENTRALES Y DE COLUMNA:

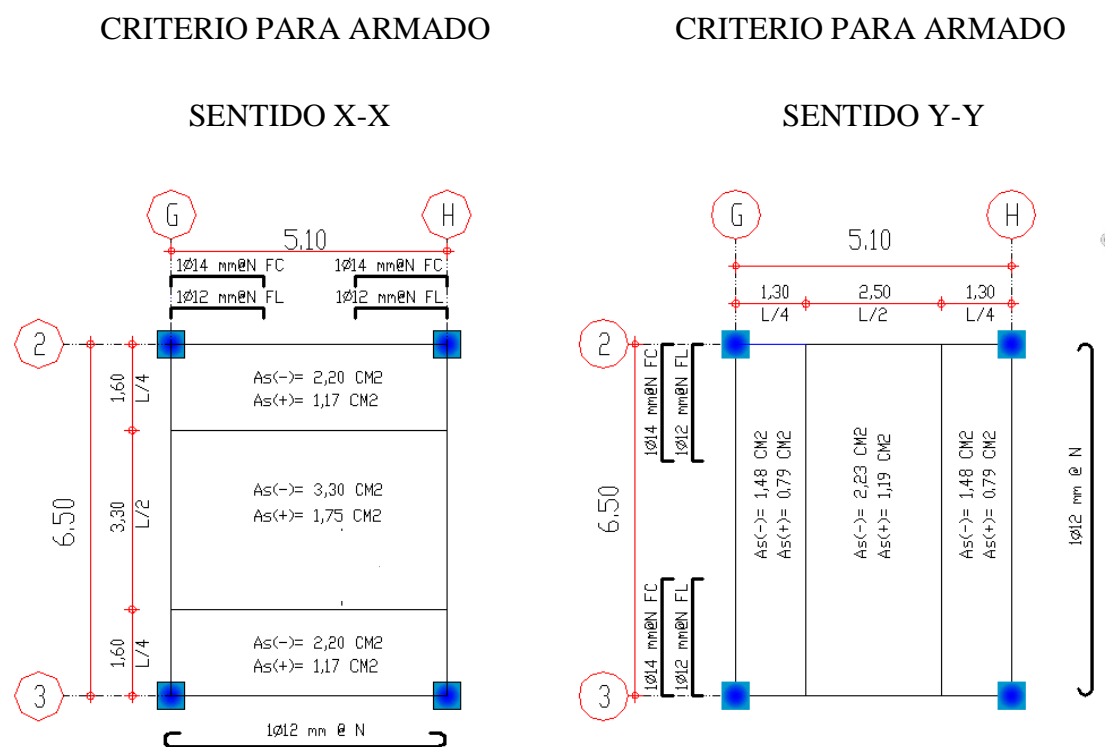


Figura N° 29. Distribución de aceros de refuerzo

6.7.4.2 Losa con placa colaborante

- Especificaciones técnicas:

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_s = 2,1 \text{ E}6 \text{ Kg/cm}^2$$

Espesor de loseta = 8cm

$L_e = 1,58 \text{ m}$ Longitud efectiva.

$L_{\text{apoyos}} = 1,7 \text{ m}$

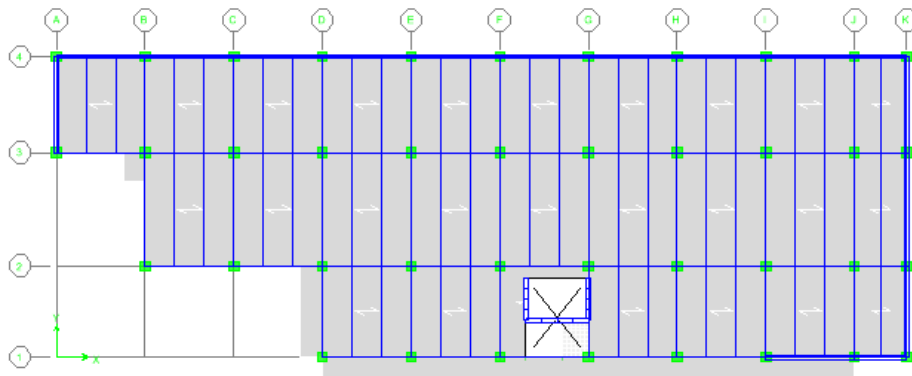


Figura N° 30. Distribución de la placa colaborante

- CÁLCULO COMO FORMAleta:

Determinación del peso del hormigón “Wpp”

$$W_{pp} = Vol * \gamma_c$$

$$W_{pp} = 0,1054 * 2400 \text{ Kg/ m}^3$$

$$W_{pp} = 252,96 \text{ Kg}$$

- CHEQUEO DE DEFLEXIÓN:

Deflexión admisible:

Debe ser la menor de:

$$\left(\frac{L_e}{180} * 100 ; 1,9\text{cm} \right)$$

$$\frac{1,58\text{m}}{180} * 100 = 0,88\text{cm}$$

$$\delta_{adm} = 0,88\text{cm}$$

- DEFLEXIÓN CALCULADA:

$$\delta_{cal} = 0,0069 * \frac{W_{pp} * l_e^4}{E * I_{min}}$$

I_{min} : Inercia de la placa

Propiedades de la sección sin concreto

Espesor mm	Peso Kg /m ²	I+ (cm ⁴ /m)	I- (cm ⁴ /m)	S+ (cm ³ /m)	S- (cm ³ /m)
0.65	6.22	37.38	34.39	14.16	15.39
0.74	7.08	42.53	39.13	16.08	17.47

$$\delta_{cal} = 0,0069 * \frac{252,96\text{Kg} * 1,58^4\text{m}}{2,1\text{E}10\text{Kg}/\text{m}^2 * 3,91\text{E}-7\text{m}^4/\text{m}}$$

$$\delta_{cal} = 1,32\text{E} - 3 \text{ cm}$$

$$\delta_{cal} < \delta_{adm} \text{ OK}$$

- CHEQUEO DE ESFUERZOS:

Esfuerzo admisible.

$$\sigma_{adm} = 0,6f_y$$

$$\sigma_{adm} = 0,6(2600\text{Kg}/\text{cm}^2)$$

$$\sigma_{adm} = 1560\text{Kg}/\text{cm}^2$$

El trabajo como formaleta es en forma permanente soportando cargas de construcción, el peso del hormigón fresco, para lo que se necesita conocer el peso

propio del tablero, el peso propio del concreto, como las cargas de construcción son difíciles de calcular se asume una carga uniformemente distribuida de 100Kg, aplicada sobre la superficie de la lámina.

- Para momento positivo:

$$\sigma_{cal} = \frac{0,08*(W_{pp}+100)*l^2}{S_+}$$

S_+ =Cortante de la placa

$$\sigma_{cal} = \frac{0,08*(252,96+100)*1,58^2}{16E-6}$$

$$\sigma_{cal} = 4405646,72 \text{ Kg/m}^2$$

$$\sigma_{cal} = 440,564672 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cal} < \sigma_{adm} \text{ OK}$$

- Para momento negativo:

$$\sigma_{cal} = \frac{0,1*(W_{pp}+100)*l^2}{S_-}$$

S_+ =Cortante de la placa

$$\sigma_{cal} = \frac{0,1*(252,96+100)*1,58^2}{17,47E-6}$$

$$\sigma_{cal} = 5043671,12 \text{ Kg/m}^2$$

$$\sigma_{cal} = 504,367112 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cal} < \sigma_{adm} \text{ OK}$$

Y una carga concentrada de 300 kg que actúa sobre una sección de formaleta de 1m de ancho.

$$\sigma_{adm} = 1,33(0,6f_y)$$

$$\sigma_{adm} = 1,33(0,6 * 2600\text{Kg}/\text{cm}^2)$$

$$\sigma_{adm} = 2074,8 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

- Para momento positivo:

$$\sigma_{calc} = \frac{0,08W_{pp} * l^2 + (0,08 * 300 * l)}{S_+}$$

$$\sigma_{calc} = \frac{0,08 * 252,96 * 1,58^2 + (0,08 * 300 * 1,58)}{16e-6}$$

$$\sigma_{calc} = 5527446,72 \text{ Kg}/\text{m}^2$$

$$\sigma_{calc} = 552,744672 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

$$\sigma_{cal} < \sigma_{adm} \text{ OK}$$

- Para momento negativo:

$$\sigma_{calc} = \frac{0,1W_{pp} * l^2 + (0,1 * 300 * l)}{S_-}$$

$$\sigma_{calc} = \frac{0,1 * 252,96 * 1,58^2 + (0,1 * 300 * 1,58)}{17,47E-6}$$

$$\sigma_{calc} = 6327929,85 \text{ Kg}/\text{m}^2$$

$$\sigma_{calc} = 632,792985 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

$$\sigma_{cal} < \sigma_{adm} \text{ OK}$$

La placa como formaleta cumple. Ahora se chequeará como material compuesto.

- CÁLCULO COMO MATERIAL COMPUESTO:

CM=376 Kg/m² Carga de la losa con placa colaborante.

W_{pp1}= CM total

W_{pp1}=376 Kg/m²

$$W_{pp}=252,96 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV= 200 \text{ Kg/m}^2$$

- Esfuerzo admisible a tensión del acero:

$$\sigma_{adm} = 1,33 * (0,6f_y)$$

$$\sigma_{adm} = 1,33 * (0,6 * 2600 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\sigma_{adm} = 2074,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{M_{pp}}{S_i} = \frac{M'_{pp}+M_{cs}}{S_c}$$

Dónde:

M_{pp} : Momento para cargas de peso propio.

M'_{pp} : Momentos para cargas de peso propio al quitar el apuntalamiento.

M_{cs} : Momentos para cargas vivas.

S_i : Modulo elástico de la sección de acero para el ala inferior en flexión.

S_c : Modulo elástico de la sección compuesta para la fibra inferior de acero.

- Ecuaciones de momentos:

$$M_{pp+} = 0,08 * W_{pp} * l^2$$

$$M_{pp-} = 0,1 * W_{pp} * l^2$$

$$M_{pp+} = 0,08 * W_{pp} * l^2 + (0,2 * 100 * l)$$

$$M_{pp-} = 0,1 * W_{pp} * l^2 + (0,1 * 100 * l)$$

Momentos para cargas de peso propio; Hormigón fresco:

$$M_{pp+} = 0,08 * W_{pp} * l^2$$

$$M_{pp+} = 0,08 * (252,96 \text{ Kg/m}^2 + 300) * 1,58^2$$

$$M_{pp+} = 110,43 \text{ Kg} - m$$

$$M_{pp-} = 0,1 * W_{pp} * l^2$$

$$M_{pp-} = 0,1 * (252,96 \text{ Kg/m}^2 + 300) * 1,58^2$$

$$M_{pp-} = 138,04 \text{ Kg} - m$$

$$M_{pp+} = 0,08 * W_{pp} * l^2 + (0,2 * 100 * l)$$

$$M_{pp+} = 0,08 * W_{pp} * l^2 + (0,2 * 100 * l)$$

$$M_{pp+} = 0,08 * 252,96 \text{ Kg/m}^2 * 1,58^2 + (0,2 * 100 * 1,58)$$

$$M_{pp+} = 82,12 \text{ kg} - m$$

$$M_{pp-} = 0,1 * W_{pp} * l^2 + (0,1 * 100 * l)$$

$$M_{pp-} = 0,1 * 252,96 \text{ Kg/m}^2 * 1,58^2 + (0,1 * 100 * 1,58m)$$

$$M_{pp-} = 78,95 \text{ kg} - m$$

M'pp: Momentos para peso propio: "hormigón fraguado más terminados"

$$W'_{pp} = W_{pp1} * 1,4$$

$$W'_{pp} = 376 \text{ Kg/m}^2 * 1,4$$

$$W'_{pp} = 526,40 \text{ Kg/m}^2$$

$$M'_{pp+} = 0,08 * W'_{pp} * l^2$$

$$M'_{pp+} = 0,08 * 526,40 \text{ Kg/m}^2 * 1,58^2$$

$$M'_{pp+} = 105,13 \text{ Kg} - m$$

$$M'_{pp-} = 0,1 * W'_{pp} * l^2$$

$$M'_{pp-} = 0,1 * 526,40 \text{ Kg/m}^2 * 1,58^2$$

$$M'_{pp-} = 131,41 \text{ Kg} - \text{m}$$

Mcs: Momento para carga viva

$$W_{cs} = CV * 1,7$$

$$W_{cs} = 200 \text{ kg/m}^2 * 1,7$$

$$W_{cs} = 340 \text{ kg/m}^2$$

$$M_{cs+} = 0,08 * W_{cs} * l^2$$

$$M_{cs+} = 0,08 * 340 \text{ kg/m}^2 * 1,58^2$$

$$M_{cs+} = 67,90 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_{cs-} = 0,1 * W_{cs} * l^2$$

$$M_{cs-} = 0,1 * 340 \text{ kg/m}^2 * 1,58^2$$

$$M_{cs+} = 84,88 \text{ Kg} - \text{m}$$

De todos los momentos calculados escogemos los más críticos:

$$M_{pp}: 138,04 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M'_{pp}: 131,41 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_{cs}: 84,88 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$\frac{M_{pp}}{S_i} = \frac{M'_{pp} + M_{cs}}{S_c}$$

$$\frac{(138,04 \text{ Kg-m}) * 100}{17,47} = \frac{(131,41 \text{ Kg-m} + 84,88 \text{ Kg-m}) * 100}{100}$$

$$\sigma_{calc} = 1006,44 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cal} < \sigma_{adm} \text{ OK}$$

$$1006,44 \text{ Kg/cm}^2 < 2074,8 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

- Esfuerzo admisible a compresión del hormigón:

$$\sigma_{adm} = 0,45f'c$$

$$\sigma_{adm} = 95,50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cal} = \frac{M'_{pp} + M_{cs}}{N + S_{ic}}$$

Dónde:

$$N = \frac{E_s}{E_c} ; 6 \leq N \leq 9$$

$$N = \frac{2,1E6}{250562} = 8,33 \sim 8$$

$$\sigma_{cal} = \frac{(131,41 \text{ Kg-m} + 84,88 \text{ Kg-m}) * 100}{8 + 100}$$

$$\sigma_{cal} = 200,27 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{cal} = 20,03 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cal} < \sigma_{adm} \quad \text{OK}$$

$$20,03 \text{ kg/cm}^2 < 95,50 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

La Placa prediseñada, cumple con las demandas de la estructura.

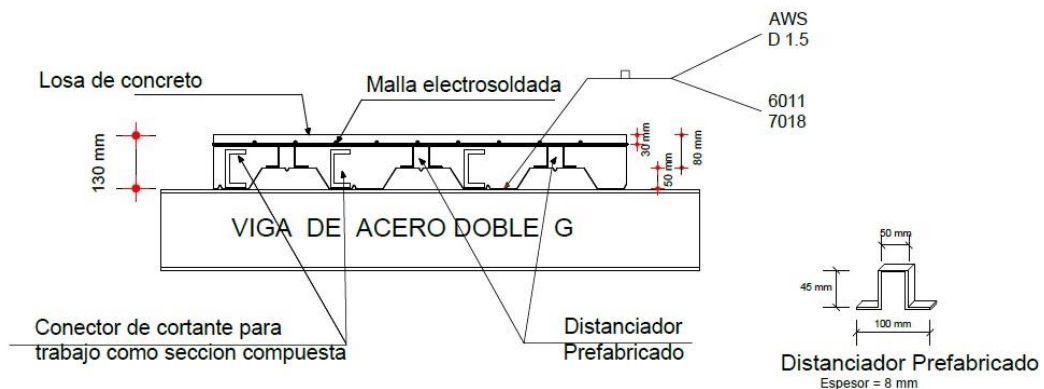


Figura N° 31. Detalle de placa Colaborante

- COLOCACIÓN DE LA MALLA ELECTRO SOLDADA

Debe ser colocada 3,0 cm por debajo del nivel superior de la losa, no debe ir asentada sobre la placa losa Dipac sino sobre distanciadores que le permitan trabajar como un elemento que absorbe las variaciones por temperatura de la losa. En la siguiente tabla están las especificaciones de los catálogos Dipac.

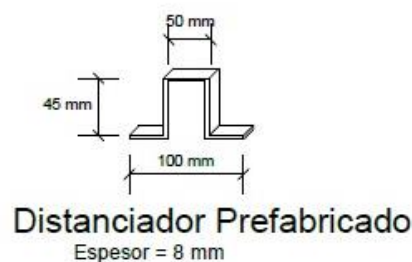


Figura N° 32. Distanciador

Espesor de concreto sobre trapecio	Malla cuadrícula de 15x15	Ast especificado (cm^2/m)	Ast mínimo (cm^2/m)
5-6	e: 4,8mm	1,23	0,91
8-10	e: 5,72mm	1,68	1,52
12	e: 6,19mm	1,97	1,82

TABLA 27. Especificaciones Dipac:

Disposición de la malla electrosoldada en planos estructurales

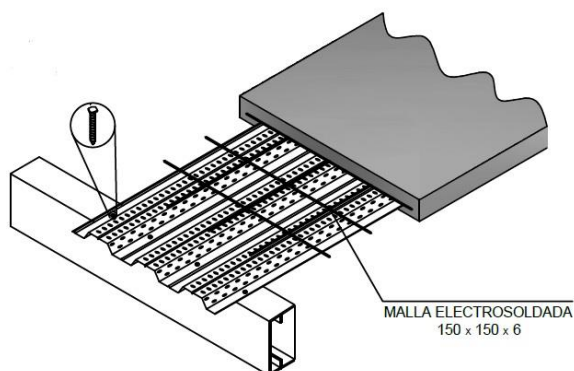


Figura N° 33. Detalle constructivo y Disposición de malla electrosoldada

- CONECTORES DE CORTANTE

Los conectores de corte se fijan en el valle sobre la viga de apoyo su longitud debe sobrepasar un mínimo de 32 mm sobre la placa superior de la placa metálica, se a utilizado ángulos que cumplan con las especificaciones indicadas.

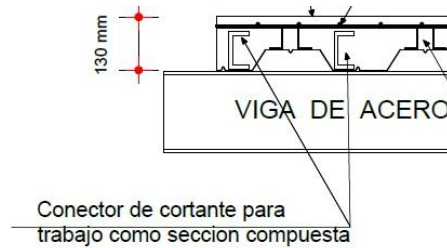


Figura N° 34. Conector de cortante

Referencia de proceso de cálculo: (Metal deck-Manual Técnico de Accesco, 2007)

6.7.4.3 losa de volado

Datos:

$$f^c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$h_{\text{losa}} = 10 \text{ cm}$$

$$CM_{\text{total}} = 334,0 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$PP_2 = 440,00 \text{ Kg/ml}$$

$$PP_4 = 143,79 \text{ Kg/ml}$$

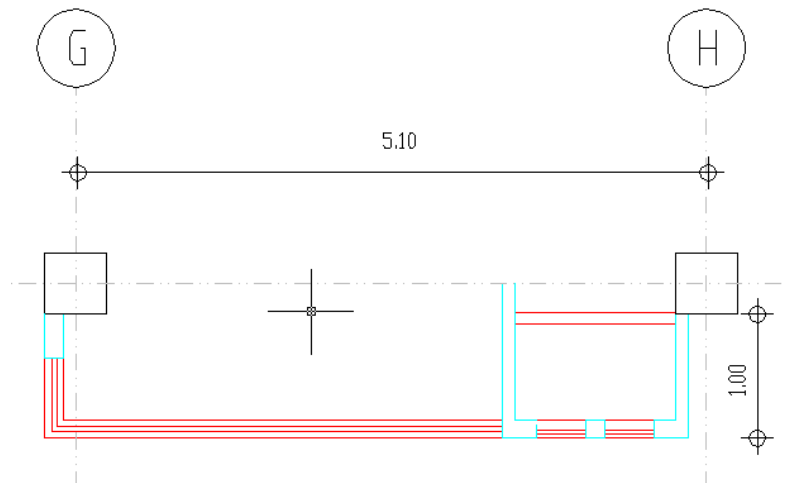


Figura N° 35. Tablero del diseño de volado

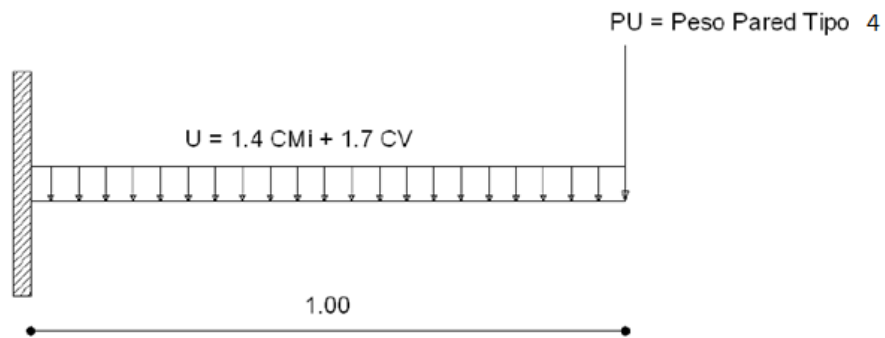


Figura N° 36. Modelo matemático de diseño

Cálculo de Carga distribuida de la Pared $PP2 = 440,00 \text{ Kg/ml}$

$$W_{pp2} = L_{pp4} * PP2$$

$L_{pp2} =$ Longitud de la pared = 3,27 m

$$W_{pp2} = 3,27 \text{ m} * 440,00 \text{ Kg/ml}$$

$$W_{pp2} = 1438,80 \text{ Kg}$$

$$CM_{pp2} = W_{pp4} / A$$

$$CM_{pp2} = 1438,80 \text{ Kg} / 5,1 \text{ m}^2$$

$$CM_{pp2}=282,12 \text{ Kg/m}^2$$

$$U=1,4CM+1,7CV$$

$$U=1,4(334,0 \text{ kg/m}^2 + 282,12 \text{ kg/m}^2) + 1,7(200 \text{ kg/m}^2)$$

$$U=1202,57 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Cálculo de Carga Puntual de la Pared } PP4 = 143,79 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Ancho de faja para calculo} = 1.0 \text{ m}$$

$$Pu = 1,4 * 143,79 \text{ Kg/mL}$$

$$Pu = 201,31 \text{ Kg / mL} * 1\text{mL}$$

$$Pu = PP4 = 201,31 \text{ Kg}$$

Cálculo del Momento

$$M = \frac{U * l^2}{2} + Pu * l$$

$$M = \frac{1202,57 \text{ kg/m}^2 * (1,0\text{m})^2}{2} + 201,31 \text{ Kg} * 1,0 \text{ m}$$

$$M = 802,60 \text{ kg} - \text{m}$$

- CHEQUEOS:

CHEQUEO A FLEXION

$$q = \rho * \frac{fy}{f'c}$$

$$q = 0.01 * \frac{4200}{210} = 0.20$$

$$K = (q - 0.59 * q^2)$$

$$K = (0.20 - 0.59 * 0.20^2) = 0.1764$$

$$bd^2 = \frac{Mu}{\phi * f'c * K}$$

$$bd^2 = \frac{802,60 * 100}{0,9 * 210 * 0,1764} = 2407,35$$

$$d^2 = \frac{2407,35}{100} = 24,07$$

$$db = 4,91 \text{ cm}$$

$$d=7,5\text{cm}$$

$$d > db. \text{ OK}$$

- CHEQUEO A CORTE:

$$Vu = (U * L) + Pu$$

$$Vu = (1202,57 * 1,00) + 201,31$$

$$Vu = 1403,88 \text{ Kg}$$

$$Vu = \frac{Vu}{\phi * b * d}$$

$$Vu = \frac{1403,88}{0,85 * 100 * 7,5} = 2,20 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V \text{ adm} = 0,53 * \sqrt{f'c}$$

$$V \text{ adm} = 0,53 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}$$

$$V \text{ adm} = 7,68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V \text{ adm} > Vu \text{ OK}$$

-CALCULO DE ACEROS

$$As = M * \frac{100}{\phi * fy * ju * d}$$

$$A_s = M * \frac{100}{0,9 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * 0,9 * 7,5 \text{ cm}}$$

$$A_s = M * 0,003919$$

$$A_s = M * 0,003919$$

$$A_s = 802,60 * 0,003919$$

$$A_s = 3,15 \text{ cm}^2 @ \text{ Metro Lineal}$$

$$3 \text{ } \emptyset \text{ 14} = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$1 \text{ } \emptyset \text{ 14 @ 33cm}$$

6.7.5 Secciones de vigas

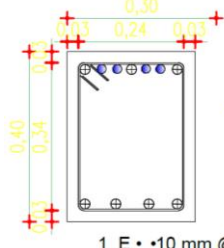
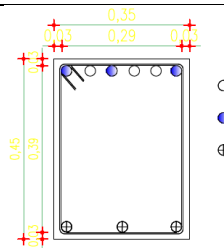
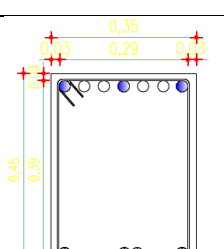
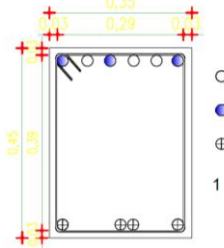
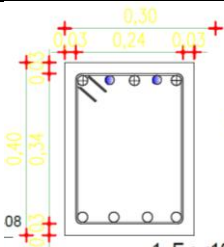
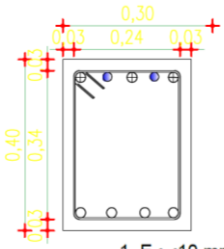
Según los planos estructurales:

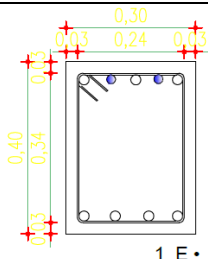
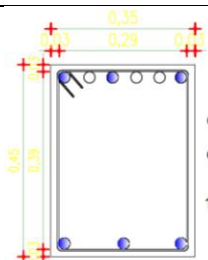
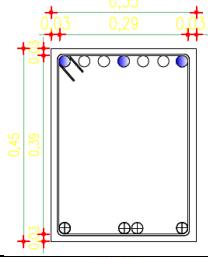
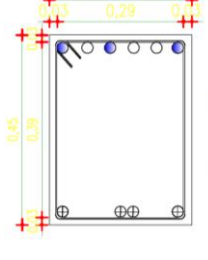
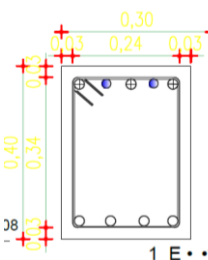
TABLA 28. Resumen de secciones de vigas

RESUMEN SECCIONES DE VIGAS			
UBICACION	SECCIONES		
	SENTIDO X-X	SENTIDO Y-Y	
NIVEL +21,1	30X40	35X45	
NIVEL +17,7	30X40	35X45	
NIVEL +14,70	30X40	35X45	
NIVEL +11,70	30X40	35X45	
NIVEL +8,70	30X40	35X45	
NIVEL +5,70	30X40	35X45	
NIVEL +2,70	30X40	35X45	
NIVEL +0,00	35X40	35X45	30X30

TABLA 29. Secciones de vigas, planos estructurales

SECCIONES DE VIGAS POR NIVELES		
NIVEL 0+00	VIGAS SENTIDO X-X	
	(EJE 1=2=3=4) 35X40	<ul style="list-style-type: none"> ○ 3 • 16 mm Mc 154 ⊕ 4 • 14 mm Mc 150 ● 2 • 18 mm Mc 151 1 E • 10 mm @ 10 y 15 cm Mc 157
	VIGAS SENTIDO Y-Y	
	(EJES B=C=D=E=F=G=H=I=J=K) 35X45	<ul style="list-style-type: none"> ○ 3 • 20 mm Mc 164 ● 6 • 14 mm Mc 162 1 E • 10 mm @ 10 y 15 cm Mc 165
	(EJES A=K) 30X30	<ul style="list-style-type: none"> ○ 2 • 14 mm Mc 160 ● 5 • 12 mm Mc 158 1 E • 10 mm @ 10 y 15 cm Mc 161
NIVELES +2.70; +5.70; +8.70; +11.70;	VIGAS SENTIDO X-X	
	(EJES 1=2) 30X40	<ul style="list-style-type: none"> ⊕ 7 • 14 mm Mc 405 ● 3 • 18 mm Mc 410 1 E • 10mm @ 10 y 15 cm Mc 408
	(EJE 3) 30X40	<ul style="list-style-type: none"> ⊕ 7 • 14 mm Mc 407 ● 3 • 18 mm Mc 410 1 E • 10 mm @ 10 y 15 cm Mc 408

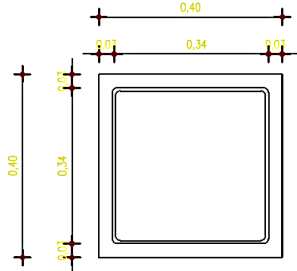
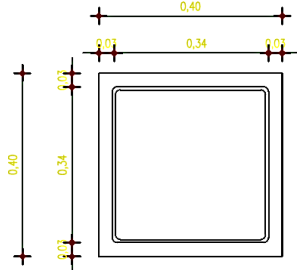
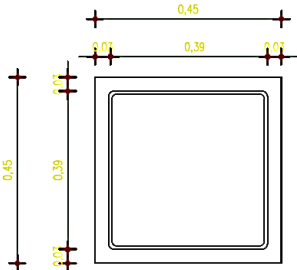
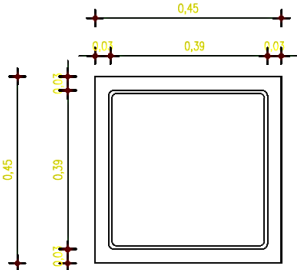
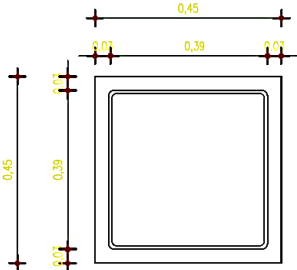
	(EJES 4) 30X40	 <p> ⊕ 7 • •14 mm Mc 415 ● 3 • •18 mm Mc 410 ⊕ 1 E • •10 mm @ 10 y 15 cm Mc 408 </p>
VIGAS SENTIDO Y-Y		
	(EJES A=K) 35X45	 <p> ○ 3 • •20 mm Mc 321 ● 3 • •14 mm Mc 313 ⊕ 3 • •16 mm Mc 314 ⊕ 1 E • •10 mm @ 10 y 15 cm Mc 316 </p>
	(EJES B=C) 35X45	 <p> ○ 4 • •22 mm Mc 323 ● 3 • •16 mm Mc 321 ⊕ 4 • •16 mm Mc 321 ⊕ 1 E • •10 mm @ 10 y 15 cm Mc 316 </p>
	(EJES D=E=F=G=H=I=J) 35X45	 <p> ○ 3 • •22 mm Mc 318 ● 3 • •16 mm Mc 320 ⊕ 4 • •16 mm Mc 320 ⊕ 1 E • •10 mm @ 10 y 15 cm Mc 316 </p>
VIGAS SENTIDO X-X		
NIVELES +14.70; +17.70	(EJES 1=2) 30X40	 <p> ⊕ 3 • •12 mm Mc 414 ● 2 • •20 mm Mc 401 ○ 4 • •14 mm Mc 413 ⊕ 1 E • •10mm @ 10 y 15 cm Mc 408 </p>
	(EJE 3) 30X40	 <p> ⊕ 3 • •12 mm Mc 418 ● 2 • •20 mm Mc 401 ○ 4 • •14 mm Mc 407 ⊕ 1 E • •10 mm @ 10 y 15 cm Mc 408 </p>

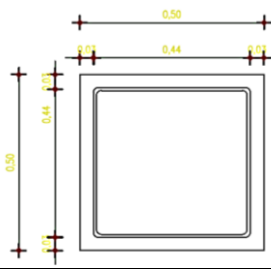
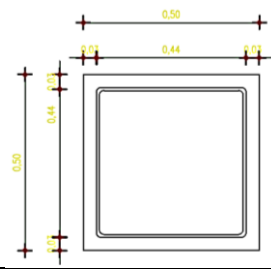
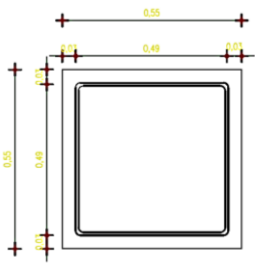
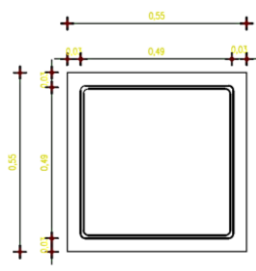
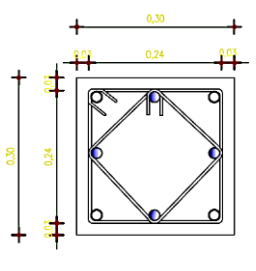
	(EJE 4) 30X40	 <ul style="list-style-type: none"> ● 2 • •20 mm Mc 552 ○ 7 • •14 mm Mc 550 <p>1 E • •10 mm @ 10 y 15 cm Mc 554</p>
VIGAS SENTIDO Y-Y		
	(EJES A=K) 35X45	 <ul style="list-style-type: none"> ○ 3 • •18 mm Mc 325 ● 6 • •14 mm Mc 313 <p>1 E • •10 mm @ 10 y 15 cm Mc 316</p>
	(EJES B=C) 35X45	 <ul style="list-style-type: none"> ○ 4 • •22 mm Mc 323 ● 3 • •16 mm Mc 321 ⊕ 4 • •16 mm Mc 321 <p>1 E • •10 mm @ 10 y 15 cm Mc 316</p>
	(EJES D=E=F=G=H=I=J) 35X45	 <ul style="list-style-type: none"> ○ 3 • •22 mm Mc 318 ● 3 • •16 mm Mc 320 ⊕ 4 • •16 mm Mc 320 <p>1 E • •10 mm @ 10 y 15 cm Mc 316</p>
NIVEL +21.14.	VIGAS SENTIDO X-X	
	(EJE 1) 30X40	 <ul style="list-style-type: none"> ⊕ 3 • •12 mm Mc ● 2 • •20 mm Mc ○ 4 • •14 mm Mc <p>1 E • •10mm @ 10 y 15 cm</p>
	(EJE 2) 30X40	
	(EJE 3) 30X40	

<p>(EJE 4)</p> <p>30X40</p>	<p>1 E • 10 mm @ 10 y 15 cm l</p>	<ul style="list-style-type: none"> ● 2 • 20 mm Mc ○ 7 • 14 mm Mc
<p>VIGAS SENTIDO Y-Y</p>		
<p>(EJES F=G)</p> <p>35X45</p>	<p>1 E • 10 mm @ 10 y 15</p>	<ul style="list-style-type: none"> ○ 3 • 22 mm Mc ● 3 • 16 mm Mc ⊕ 4 • 6 mm Mc
<p>(EJE H)</p> <p>35X45</p>	<p>1 E • 10 mm @ 10 y 15</p>	<ul style="list-style-type: none"> ○ 3 • 22 mm Mc ● 3 • 16 mm Mc ⊕ 4 • 6 mm Mc
<p>(EJES I=J)</p> <p>35X45</p>	<p>1 E • 10 mm @ 10 y 15</p>	<ul style="list-style-type: none"> ○ 3 • 22 mm Mc ● 3 • 16 mm Mc ⊕ 4 • 6 mm Mc
<p>(EJES K)</p> <p>35X45</p>	<p>1 E • 10 mm @ 10 y 15 cm Mc</p>	<ul style="list-style-type: none"> ○ 3 • 18 mm Mc ● 6 • 14 mm Mc

6.7.6 Secciones de columnas

TABLA 30. Resumen secciones de columnas según planos estructurales

RESUMEN SECCIONES DE COLUMNA		
UBICACION	SECCIONES	NUMERO
NIVEL +21,14	40 X40 	16
NIVEL +17,70	40X40 	38
NIVEL +14,70	45X45 	38
NIVEL +11,70	45X45 	38
NIVEL +8,70	45X45 	38

NIVEL +8,70	50X50 	38	
NIVEL +5,70	50X50 	38	
NIVEL +2,70	55X55 	40	
NIVEL +0,00	55X55 	43	2
NIVEL 0-4,20	30X30 		

Diagramación de columnas por piso

TIPO UBICACION	RECTANGULAR A (3,4) B(4) C(4) K(3,4)	ESQUINERAS A(1,2) B(3) C(4) J(4) K(1,2)	PERIFERICAS M(1,2) N(3) O(4) P(1,2) Q(3) R(4) S(1,2) T(3)	CENTRALES U(2) V(3) W(3) X(2) Y(3) Z(3)	TAPAGRADA F(3,4) G(3,4)	PERIFERICAS A(3,4)
COLUMNAS IGUALES N°	6	7	17	10	4	2
N. SUPERIOR	+ 0,00	+ 17,70	+ 17,70	+ 17,70	+ 21,14	+ 0,00
N. INFERIOR						
+ 21.14	ARM. LONG. ESTRIBOS					○ 4 Ø 18 Mc 815 ⊗ 5 Ø 12 Mc 815
+ 17.70	ARM. LONG. ESTRIBOS					⊗ 2 Ø 10 Mc 812 Y 1E Ø 10 Mc 812 @ 10 y 20
+ 17.70	ARM. LONG. ESTRIBOS		○ 4 Ø 20 Mc 605 ⊗ 5 Ø 14 Mc 607	○ 4 Ø 20 Mc 605 ⊗ 5 Ø 14 Mc 607	○ 4 Ø 20 Mc 605 ⊗ 5 Ø 14 Mc 607	○ 4 Ø 20 Mc 605 ⊗ 5 Ø 14 Mc 607
+ 14.70	ARM. LONG. ESTRIBOS		⊗ 2 Ø 10 Mc 812 Y 1E Ø 10 Mc 812 @ 10 y 20	⊗ 2 Ø 10 Mc 812 Y 1E Ø 10 Mc 812 @ 10 y 20	⊗ 2 Ø 10 Mc 812 Y 1E Ø 10 Mc 812 @ 10 y 20	⊗ 2 Ø 10 Mc 812 Y 1E Ø 10 Mc 812 @ 10 y 20
+ 14.70	ARM. LONG. ESTRIBOS		○ 4 Ø 20 Mc 605 ⊗ 5 Ø 18 Mc 605	○ 4 Ø 20 Mc 605 ⊗ 5 Ø 18 Mc 605	○ 4 Ø 20 Mc 605 ⊗ 5 Ø 18 Mc 605	○ 4 Ø 20 Mc 605 ⊗ 5 Ø 18 Mc 605
+ 11.70	ARM. LONG. ESTRIBOS		⊗ 2 Ø 10 Mc 812 Y 1E Ø 10 Mc 812 @ 10 y 20	⊗ 2 Ø 10 Mc 812 Y 1E Ø 10 Mc 812 @ 10 y 20	⊗ 2 Ø 10 Mc 812 Y 1E Ø 10 Mc 812 @ 10 y 20	⊗ 2 Ø 10 Mc 812 Y 1E Ø 10 Mc 812 @ 10 y 20
+ 11.70	ARM. LONG. ESTRIBOS		○ 4 Ø 20 Mc 605 ⊗ 5 Ø 18 Mc 605	○ 4 Ø 20 Mc 605 ⊗ 5 Ø 18 Mc 605	○ 4 Ø 20 Mc 605 ⊗ 5 Ø 18 Mc 605	○ 4 Ø 20 Mc 605 ⊗ 5 Ø 18 Mc 605
+ 8.70	ARM. LONG. ESTRIBOS		⊗ 2 Ø 10 Mc 810 Y 1E Ø 10 Mc 811 @ 10 y 20	⊗ 2 Ø 10 Mc 810 Y 1E Ø 10 Mc 811 @ 10 y 20	⊗ 2 Ø 10 Mc 810 Y 1E Ø 10 Mc 811 @ 10 y 20	⊗ 2 Ø 10 Mc 810 Y 1E Ø 10 Mc 811 @ 10 y 20
+ 8.70	ARM. LONG. ESTRIBOS		○ 4 Ø 22 Mc 604 ⊗ 5 Ø 18 Mc 605	○ 4 Ø 22 Mc 604 ⊗ 5 Ø 18 Mc 605	○ 4 Ø 22 Mc 604 ⊗ 5 Ø 18 Mc 605	○ 4 Ø 22 Mc 604 ⊗ 5 Ø 18 Mc 605
+ 5.70	ARM. LONG. ESTRIBOS		⊗ 2 Ø 10 Mc 808 Y 1E Ø 10 Mc 809 @ 10 y 20	⊗ 2 Ø 10 Mc 808 Y 1E Ø 10 Mc 809 @ 10 y 20	⊗ 2 Ø 10 Mc 808 Y 1E Ø 10 Mc 809 @ 10 y 20	⊗ 2 Ø 10 Mc 808 Y 1E Ø 10 Mc 809 @ 10 y 20
+ 5.70	ARM. LONG. ESTRIBOS		○ 4 Ø 22 Mc 604 ⊗ 5 Ø 18 Mc 605	○ 4 Ø 22 Mc 604 ⊗ 5 Ø 18 Mc 605	○ 4 Ø 22 Mc 604 ⊗ 5 Ø 18 Mc 605	○ 4 Ø 22 Mc 604 ⊗ 5 Ø 18 Mc 605
+ 2.70	ARM. LONG. ESTRIBOS		⊗ 2 Ø 10 Mc 808 Y 1E Ø 10 Mc 809 @ 10 y 20	⊗ 2 Ø 10 Mc 808 Y 1E Ø 10 Mc 809 @ 10 y 20	⊗ 2 Ø 10 Mc 808 Y 1E Ø 10 Mc 809 @ 10 y 20	⊗ 2 Ø 10 Mc 808 Y 1E Ø 10 Mc 809 @ 10 y 20
+ 2.70	ARM. LONG. ESTRIBOS		○ 4 Ø 22 Mc 604 ⊗ 5 Ø 18 Mc 605	○ 4 Ø 22 Mc 604 ⊗ 5 Ø 18 Mc 605	○ 4 Ø 22 Mc 604 ⊗ 5 Ø 18 Mc 605	○ 4 Ø 22 Mc 604 ⊗ 5 Ø 18 Mc 605
+ 0.00	ARM. LONG. ESTRIBOS		⊗ 2 Ø 10 Mc 802 Y 1E Ø 10 Mc 803 @ 10 y 20	⊗ 2 Ø 10 Mc 802 Y 1E Ø 10 Mc 803 @ 10 y 20	⊗ 2 Ø 10 Mc 802 Y 1E Ø 10 Mc 803 @ 10 y 20	⊗ 2 Ø 10 Mc 802 Y 1E Ø 10 Mc 803 @ 10 y 20
+ 0.00	ARM. LONG. ESTRIBOS		○ 4 Ø 22 Mc 600 ⊗ 5 Ø 18 Mc 601	○ 4 Ø 22 Mc 604 ⊗ 5 Ø 18 Mc 605	○ 4 Ø 22 Mc 604 ⊗ 5 Ø 18 Mc 605	○ 4 Ø 22 Mc 604 ⊗ 5 Ø 18 Mc 605
- 4.20	ARM. LONG. ESTRIBOS		⊗ 2 Ø 10 Mc 802 Y 1E Ø 10 Mc 803 @ 10 y 20	⊗ 2 Ø 10 Mc 802 Y 1E Ø 10 Mc 803 @ 10 y 20	⊗ 2 Ø 10 Mc 802 Y 1E Ø 10 Mc 803 @ 10 y 20	⊗ 2 Ø 10 Mc 802 Y 1E Ø 10 Mc 803 @ 10 y 20
- 4.20	ARM. LONG. ESTRIBOS		○ 4 Ø 22 Mc 600 ⊗ 5 Ø 18 Mc 601	○ 4 Ø 22 Mc 604 ⊗ 5 Ø 18 Mc 605	○ 4 Ø 22 Mc 604 ⊗ 5 Ø 18 Mc 605	○ 4 Ø 12 Mc 615 ○ 4 Ø 14 Mc 617

Figura N° 37. Cuadro de columnas de los planos estructurales

6.7.7 Elementos de acero

6.7.7.1 vigas secundarias de acero

Para el chequeo del diseño de las vigas secundarias aplicaremos la combinación de cargas descritas por el método de diseño LRFD. (Diseño con factores de carga y resistencia)

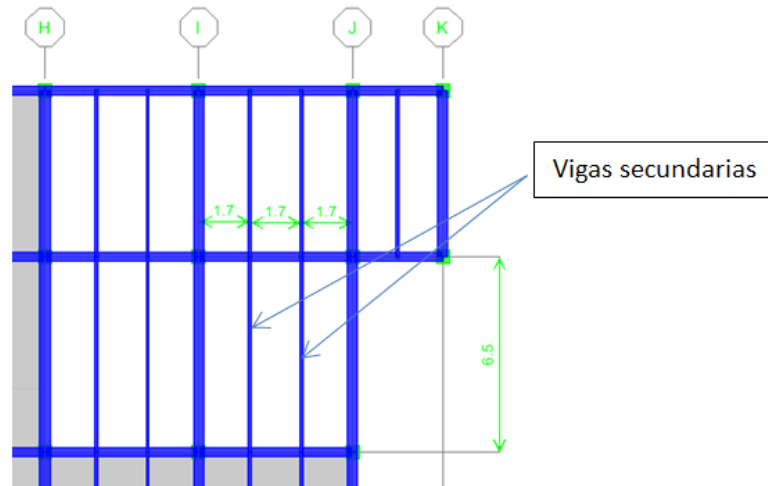


Figura N° 38. Vigas de acero secundarias

$$U = 1,2CM + 1,6CV$$

$$U = 1,2(376) + 1,6(200)$$

$$U = 771,2 \text{ Kg/m}^2$$

Multiplicamos por el ancho cooperante para obtener una carga uniformemente distribuida para la viga.

- $q = U * \text{ancho cooperante}$

$$q = 771,2 \text{ Kg/m}^2 * 1,7 \text{ m}$$

$$q = 1311,04 \text{ kg/m}$$

$$q = 1,31 \text{ Ton/m}$$

Determinación del momento máximo de la viga secundaria que esta simplemente apoyada sobre la viga principal:

- $Mu = \frac{q \cdot l^2}{8}$

$$Mu = \frac{1,31 \cdot 5,10^2}{8}$$

$$Mu = 4,26 \text{ Ton-m}$$

Módulo plástico requerido:

- $Z_{req} = \frac{Mu}{\phi_b \cdot fy}$

$$Z_{req} = \frac{4,26E5}{0,9 \cdot 2534}$$

$$Z_{req} = 186,79 \text{ cm}^3 / 2$$

$$Z_{req} = 93,40 \text{ cm}^3$$

Seleccionar en catálogos DIPAC:

Perfil Estructural correa G (200 x 50 x 3) mm.

$$Z = 101,40 \text{ cm}^3 > 93,40 \text{ cm}^3 \text{ OK}$$

DIMENSIONES				PESOS			SECCION	EJE X-X			PROPIEDADES		
A	B	C	e	6metros	1metro	I		W	I	I	W	I	
mm	mm	mm	mm	Kg	Kg	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	
60	30	10	1.5	9.19	1.53	1.95	11.02	3.67	2.38	2.43	1.25	1.12	
60	30	10	2	11.94	1.99	2.54	13.98	4.66	2.35	3.01	2.85	1.09	
60	30	10	3	16.98	2.83	3.61	18.9	6.3	2.29	3.87	3.69	1.04	
80	40	15	1.5	13.18	2.20	2.80	27.43	6.86	3.13	6.39	2.53	1.51	
80	40	15	2	16.68	2.78	3.54	35.30	8.81	3.16	8.07	3.18	1.51	
80	40	15	3	24.06	4.01	5.11	49.00	12.30	3.10	10.80	4.27	1.46	
100	50	15	2	20.40	3.40	4.34	69.20	13.80	4.00	15.00	4.57	1.86	
100	50	15	3	29.70	4.95	6.31	97.80	19.60	3.94	20.50	6.25	1.80	
100	50	20	4	40.26	6.71	8.55	126.70	25.34	3.85	28.50	9.05	1.83	
100	50	25	5	51.12	8.52	10.86	152.51	30.50	3.75	36.52	12.09	1.83	
125	50	15	2	22.80	3.80	4.84	116.00	18.60	4.91	16.20	4.69	1.83	
125	50	15	3	33.24	5.54	7.06	165.00	26.50	4.84	22.20	6.43	1.77	
125	50	20	4	44.99	7.49	9.55	217.00	34.70	4.77	30.90	9.32	1.80	
125	50	25	5	57.00	9.50	12.11	264.32	42.29	4.67	39.88	12.46	1.82	
125	50	30	6	70.78	11.78	14.73	307.13	49.14	4.56	48.69	15.81	1.81	
150	50	15	2	25.14	4.14	5.34	179.00	23.80	5.79	17.10	4.78	1.79	
150	50	15	3	36.78	6.13	7.81	255.00	34.00	5.72	23.50	6.56	1.73	
150	50	20	4	49.68	8.28	10.50	337.00	44.90	5.65	32.90	9.52	1.77	
150	75	25	5	74.70	12.45	15.86	545.36	72.71	5.86	117.22	24.17	2.72	
150	75	30	6	93.42	15.57	19.23	641.40	85.52	5.77	114.47	30.57	2.74	
175	50	15	2	27.48	4.58	5.84	258.00	29.40	6.64	17.90	4.85	1.75	
175	50	15	3	40.32	6.72	8.56	369.00	42.20	6.57	24.60	6.66	1.70	
175	75	25	4	65.40	10.9	13.90	653.00	74.60	6.84	105.00	20.90	2.75	
175	75	25	5	80.58	13.43	17.11	785.95	89.82	6.78	123.88	24.63	2.69	
175	75	30	6	100.74	16.79	20.73	929.39	106.22	6.70	152.84	31.19	2.72	
200	50	15	2	29.94	4.99	6.36	356.00	35.60	7.56	18.60	4.85	1.72	
200	50	15	3	43.86	7.31	9.31	507.00	50.70	7.45	25.10	6.57	1.65	
200	75	25	4	70.20	11.70	14.90	895.00	89.50	7.64	110.00	21.30	2.71	
200	75	25	5	86.52	14.42	18.37	1080.00	108.00	7.67	129.62	25.02	2.66	
200	75	30	6	108.00	18.00	22.23	1282.17	128.21	7.59	160.15	31.73	2.68	
250	75	25	4	79.80	13.30	16.90	1520.00	122.00	9.48	118.00	21.70	2.64	
250	100	25	5	109.98	18.33	23.36	2219.24	177.54	9.75	285.26	39.24	3.49	
250	100	30	6	135.48	22.58	28.23	2647.38	219.79	9.68	383.54	55.58	3.69	
300	100	30	4	100.80	16.80	21.30	2860.00	191.00	11.60	274.00	38.30	3.58	
300	100	35	5	126.60	21.10	26.90	3560.00	237.00	11.50	351.00	49.90	3.62	
300	100	35	6	154.74	25.79	31.80	4170.00	278.00	11.40	404.00	57.40	3.56	

Módulo Plástico 50,70 x2 cm³

Figura N° 39. Perfiles Estructurales DIPAC, Especificaciones técnicas

Satisface los perfiles puestos en obra: tipo cajón con correas G

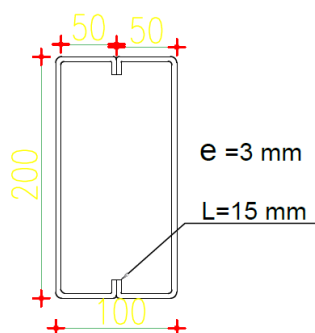


Figura N° 40. Viga secundaria

En el caso de no satisfacer la demanda estructural se buscara un perfil que satisfaga dicha demanda, el análisis y diseño estructural se lo realizará con la ayuda del Etabs.

6.7.8 Cargas de sismo (CEC-2002)

Se necesita determinar el coeficiente de cortante Basal, que va actuar en la estructura.

Para ello el CEC, en el artículo 6.2.1, indica que se debe aplicar la siguiente ecuación:

$$V = \frac{ZIC}{R * \phi_p * \phi_e} * w$$

Donde:

Z: Factor de peligrosidad sísmica de la Zona

I: Coeficiente de Importancia de la Estructura

C: Coeficiente de suelo (interacción suelo – estructura). No debe exceder del valor de C_m establecido en la tabla 3 y no debe ser menor a 0,5 y puede utilizarse para cualquier estructura.

Para calcular el Valor de C, el CEC en el artículo 6.2.1, muestra la siguiente ecuación:

$$C = \frac{1,25 * (S)^S}{T}$$

Donde:

S: Coeficiente en base al Perfil de Suelo. (De esta tabla se obtiene, además el C_m , que representa el punto máximo de la curva del espectro sísmico elástico)

T: Período de Vibración, y este valor está determinado a partir de uno de los métodos descritos por el CEC, en el artículo 6.2.4.1

$$T = C_t * (h_n)^{3/4}$$

En donde:

h_n : = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura

$C_t = 0,09$ para pórticos de acero

$C_t = 0,08$ para pórticos espaciales de hormigón armado

$C_t = 0,06$ para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales o con diagonales y para otras estructuras.

6.7.8.1 Cargas de sismo para el modelo

La altura del edificio es 23.84m, pero debido a que hay un piso de subsuelo totalmente restringido a movimiento, se considera $h_n = 21.14m$, altura desde el segundo nivel hasta el nivel del tapagrada.

Para el análisis modal de la estructura sin muros de corte se requiere utilizar el coeficiente.

$C_t = 0,08$ (De acuerdo al CEC, Parte I - capítulo 12, artículo 6.2.4.1)

Aplicando la ecuación del Período de Vibración tenemos:

$$T = C_t * (h_n)^{3/4}$$

$$T = 0,08 * (21,14)^{3/4}$$

$$T=0,79 \text{ seg.}$$

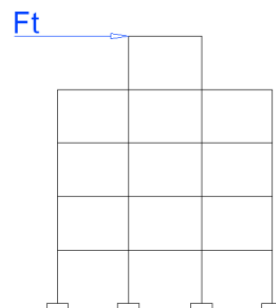
El CEC Parte I - Capítulo 12, en el artículo 6.3.1.1, indica que la fuerza concentrada que se aplicará en la parte más alta de la estructura (F_t), constituyéndose una fuerza adicional a la fuerza en el último piso no debe exceder de $0.25V$, y puede considerarse nulo cuando T es menor o igual a 0.7 sg.

Entonces Si $T > 0.70\text{sg}$ » Calcular F_t

$$0.79\text{sg} > 0.70 \text{ sg.}$$

Por lo tanto $F_t =$ se calcula

De acuerdo al CEC Parte I – Capítulo 12, para el análisis modal de la estructura se utilizará los siguientes valores:



Según la Tabla 1 CEC Parte I – Capítulo 12 Zona 4, Z=0.40

Según la Tabla 4 CEC Parte I – Capítulo 12 I= 1.0

Según la Tabla 3 CEC Parte I – Capítulo 12 Suelo Tipo Intermedio S2»S=1.2; C= 3.0

Según la Tabla 7 CEC Parte I – Capítulo 12 R=10

Según la Tabla 5 CEC Parte I – Capítulo 12 ϕ planta= 0.90

Según la Tabla 6 CEC Parte I – Capítulo 12 ϕ elevación= 1.0

$$C = \frac{1,25 * (S)^S}{T}$$

$$C = \frac{1,25 * (1,2)^{1,2}}{0,79}$$

$$C=1,969$$

El CEC, dentro del artículo 6.2.1 manifiesta que el valor C no debe exceder Cm, establecido en la tabla 3, y no debe ser menor a 0.5

$$0,5 \leq C \leq C_m$$

$$0,5 \leq 1,97 \leq 3$$

Por lo tanto se toma C=1,97

$$V = \frac{ZIC}{R * \phi_p * \phi_e} * W$$

$$V = \frac{0,4 * 1,0 * 1,97}{10 * 0,9 * 1,0} * W$$

$$V = 0,0876W$$

Nota: Los valores de cortante basal están limitados en función del coeficiente C que se obtenga, de esta manera se está controlando que la cortante basal (V), no tenga valores bajos ni muy altos.

6.7.8.1.1 Cálculo de aceleraciones espectrales (CEC-2002)

Espectros de diseño:

DATOS DE CALCULO	
Z=0.4	T=0.79 sg
I=1	R=10
S=1,2	$\phi_p = 0,9$
Cm=3,0	$\phi_E = 1,0$
C=1,97	$g = 9.81 \text{ m/sg}^2$ (gravedad)

TABLA 31. Espectros de diseño

ELÁSTICO		INELÁSTICO	
T(seg)	$C = \frac{1,25 * (S)^S}{T} = \frac{0,556}{T}$	T(seg)	$A = \frac{Z * I * g * C}{R * \phi_p * \phi_e} = \frac{0,4 * 1,0 * 9,81 * C}{10 * 0,9 * 1,0} = 0,436 * C$ m/seg
0.10	3.00	0.10	1.31
0.15	3.00	0.15	1.31
0.20	3.00	0.20	1.31
0.25	3.00	0.25	1.31
0.30	3.00	0.30	1.31
0.35	3.00	0.35	1.31
0.40	3.00	0.40	1.31
0.45	3.00	0.45	1.31
0.50	3.00	0.50	1.31
0.55	2.83	0.55	1.23
0.60	2.59	0.60	1.13
0.65	2.39	0.65	1.04
0.70	2.22	0.70	0.97
0.75	2.07	0.75	0.90
0.80	1.94	0.80	0.85
0.85	1.83	0.85	0.80
0.90	1.73	0.90	0.75
0.95	1.64	0.95	0.71
1.00	1.56	1.00	0.68
1.05	1.48	1.05	0.65
1.10	1.41	1.10	0.62
1.15	1.35	1.15	0.59
1.20	1.30	1.20	0.57
1.25	1.24	1.25	0.54
1.30	1.20	1.30	0.52
1.35	1.15	1.35	0.50
1.40	1.11	1.40	0.48
1.45	1.07	1.45	0.47
1.50	1.04	1.50	0.45
1.55	1.00	1.55	0.44

1.60	0.97	1.60	0.42
1.65	0.94	1.65	0.41
1.70	0.92	1.70	0.40
1.75	0.89	1.75	0.39
1.80	0.86	1.80	0.38
1.85	0.84	1.85	0.37
1.90	0.82	1.90	0.36
1.95	0.80	1.95	0.35
2.00	0.78	2.00	0.34
2.05	0.76	2.05	0.33
2.10	0.74	2.10	0.32
2.15	0.72	2.15	0.32
2.20	0.71	2.20	0.31
2.25	0.69	2.25	0.30
2.30	0.68	2.30	0.29
2.35	0.66	2.35	0.29
2.40	0.65	2.40	0.28
2.45	0.63	2.45	0.28
2.50	0.62	2.50	0.27
2.55	0.61	2.55	0.27
2.60	0.60	2.60	0.26
2.65	0.59	2.65	0.26
2.70	0.58	2.70	0.25
2.75	0.57	2.75	0.25
2.80	0.56	2.80	0.24
2.85	0.55	2.85	0.24
2.90	0.54	2.90	0.23
2.95	0.53	2.95	0.23
3.00	0.52	3.00	0.23
3.05	0.51	3.05	0.22

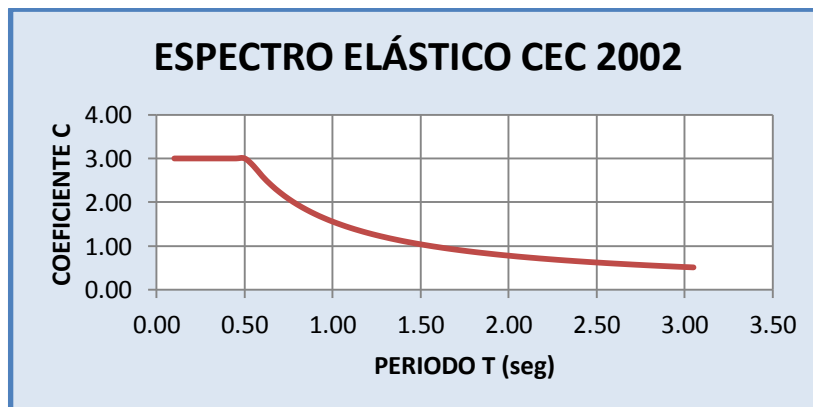


Figura N° 41. Espectro elástico CEC 2002

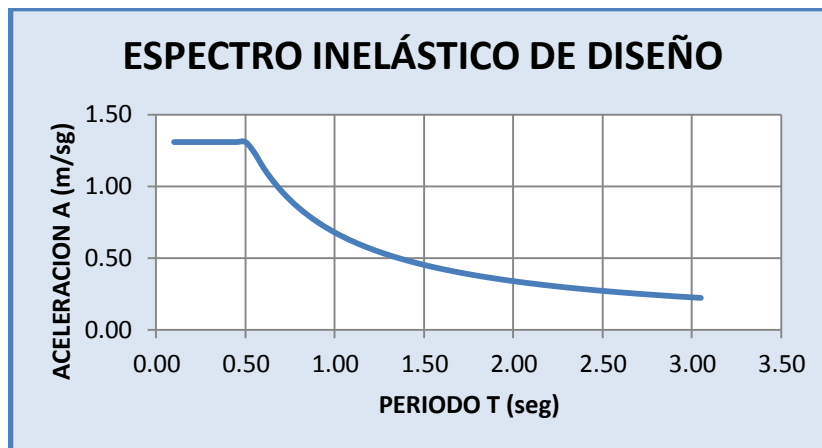


Figura N° 42. Espectro inelástico de diseño

6.7.8.2. Calculo de pesos por planta

CEC 6.1.1 Pág. 25

$W=CM$

PLANTA NIVEL +21,14

TAPAGRADA

Datos:

$CM=376 \text{ kg/ m}^2$ Losa con placa colaborante

$CM=376 \text{ kg/ m}^2 + 25 \text{ kg/ m}^2$ (Instalaciones) $=401 \text{ kg/ m}^2$

$CV=100 \text{ kg/ m}^2$

Área = $32,03 \text{ m}^2$

$CM_{\text{pared}}=PP6= 96 \text{ kg/ml}$

Long PP6= 16,54 m

Longitud vigas 30x40=7,65 m

Longitud vigas 35x45=10,44 m

CARGA MUERTA

$$-W_{CM}=CM*A$$

$$W_{CM}=401 \text{ kg/ m}^2*32,03 \text{ m}^2=12844,03 \text{ kg}$$

$$-W_{PP6}=PP6*Long \text{ PP6}$$

$$W_{PP6}=96 \text{ kg/ml} *16,54 \text{ m}=1587,84 \text{ kg}$$

$$-W_{\text{sala de maquina}}=(\text{volumen} * \text{peso específico del hormigón})$$

$$W_{\text{sala de maquina}}=(0,1\text{m}*2,50\text{m}*13,4\text{m})*2400\text{kg/m}^3$$

$$W_{\text{sala de maquina}}=8040,0 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vigas}} =\text{volumen} * \text{peso específico del hormigón}$$

$$W_{30x40}=(0,3 \text{ m} *0,4 \text{ m} * 7,65 \text{ m})*2400\text{kg/m}^3$$

$$W_{30x40}=2203,20 \text{ kg}$$

$$W_{35x45}=(0,35 \text{ m} *0,45 \text{ m} * 10,44 \text{ m})*2400\text{kg/m}^3$$

$$W_{35x45}=3946,32 \text{ kg}$$

$$W_{CM_{TOTAL}}=12844,03 \text{ kg}+1587,84 \text{ kg}+8040,0 \text{ kg}+2203,20 \text{ kg}+3946,32 \text{ kg}$$

$$W_{CM_{TOTAL}}=28621,39 \text{ kg}$$

CARGA TOTAL

$$W_{TOTAL} =28621,39 \text{ kg} = 28,6 \text{ Tn}$$

PESOS ADICIONALES PARA ASIGNACIÓN DE CARGAS

$$-W_{CM \text{ Apared}}= W_{PP6}/(A_{\text{aplicacion}})$$

$$W_{CM \text{ Apared}}= 1587,84 \text{ kg}/(5,10\text{m}*5,22\text{m})$$

$$W_{CM \text{ Apared}}= 59,64 \text{ kg/m}^2$$

$$-W_{CM \text{ sala maquinas}} = W_{\text{sala de maquina}} / (A_{\text{aplicacion}})$$

$$W_{CM \text{ sala maquinas}} = 8040,0 \text{ kg} / (5,10\text{m} * 5,22\text{m})$$

$$W_{CM \text{ sala maquinas}} = \mathbf{302,0 \text{ Kg/ m}^2}$$

$$-W_{CM \text{ losa colaborante}} = \mathbf{116 \text{ Kg/ m}^2}$$

PLANTA NIVEL +21,14

LOSA DE CUBIERTA

Datos:

$$CM = 376 \text{ kg/ m}^2 \text{ Losa con placa colaborante}$$

$$CM = 376 \text{ kg/ m}^2 + 25 \text{ kg/ m}^2 = 401 \text{ kg/ m}^2$$

$$CV = 100 \text{ kg/ m}^2$$

$$\text{Área} = 166,53 \text{ m}^2$$

$$CM_{\text{pared}} = PP6 = 96 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Long PP6} = 71,48 \text{ m}$$

$$\text{Longitud vigas } 30 \times 40 = 39,15 \text{ m}$$

$$\text{Longitud vigas } 35 \times 45 = 49,0 \text{ m}$$

CARGA MUERTA

$$-W_{CM} = CM * A$$

$$W_{CM} = 401 \text{ kg/ m}^2 * 166,53 \text{ m}^2 = 66778,53 \text{ kg}$$

$$-W_{PP6} = PP6 * \text{Long PP6}$$

$$W_{PP6} = 96 \text{ kg/ml} * 71,48 \text{ m} = 6862,08 \text{ kg}$$

$$-W_{\text{vigas}} = \text{volumen} * \text{peso específico del hormigón}$$

$$W_{30 \times 40} = (0,3 \text{ m} * 0,4 \text{ m} * 39,15 \text{ m}) * 2400 \text{ kg/ m}^3$$

$$W_{30 \times 40} = 11275,20 \text{ kg}$$

$$W_{35 \times 45} = (0,35 \text{ m} * 0,45 \text{ m} * 49,00 \text{ m}) * 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{35 \times 45} = 18522,0 \text{ kg}$$

$$W_{CM_{TOTAL}} = 66778,53 \text{ kg} + 6862,08 \text{ kg} + 11275,20 \text{ kg} + 18522,0 \text{ kg}$$

$$W_{CM_{TOTAL}} = 99274,56 \text{ kg}$$

CARGA TOTAL

$$W_{TOTAL} = 103437,81 \text{ kg} = 103,4 \text{ Tn}$$

PESOS ADICIONALES PARA ASIGNACIÓN DE CARGAS

$$-W_{CM \text{ Apared}} = W_{PP6} / (A_{aplicacion})$$

$$W_{CM \text{ Apared}} = 6862,08 \text{ kg} / (166,53 \text{ m}^2)$$

$$W_{CM \text{ Apared}} = 41,21 \text{ kg/m}^2$$

$$-W_{CM_{losa \text{ colaborante}}} = 116 \text{ Kg/ m}^2$$

PLANTA NIVEL +17,70

LOSA DE CUBIERTA

Datos:

$$CM_1 = 376 \text{ kg/ m}^2 \text{ Losa placa colaborante} + 50 \text{ kg/m}^2 \text{ (instalaciones)} = 426 \text{ kg/m}^2$$

$$CM_2 = 334 \text{ kg/m}^2 \text{ Losa maciza volados} + 50 \text{ kg/m}^2 \text{ (instalaciones)} = 384 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Área losa placa colaborante} = 653,88 \text{ m}^2$$

$$\text{Área losa maciza} = 60,95 \text{ m}^2$$

$$PP1 = 660 \text{ kg/ml} \quad \text{Long PP1} = 59,21 \text{ m}$$

$$PP2 = 440 \text{ kg/ml} \quad \text{Long PP2} = 11,95 \text{ m}$$

PP4= 143,79 kg/ml Long PP4= 25,33 m

PP7= 192 kg/ml Long PP4= 72,25 m

PP8= 224 kg/ml Long PP4= 220,80 m

Longitud vigas 30x40=46,80 m

Longitud vigas 35x45=59,44 m

columnas 40x40=16

CARGA MUERTA

-WCM₁=CM₁*A₁

WCM₁=(376 kg/ m²+50 Kg/ m²)* 653,88 m²=278552,88 kg

-WCM₂=CM₂*A₂

WCM₂=(334 kg/ m² +50 Kg/ m²)*60,95 m²=23404,80 kg

-W_{PP}=PP*Long PP

W_{PP1}=660 kg/ml* 59,21 m=39078,60 kg

W_{PP2}=440 kg/ml* 11,95 m=5258,00 kg

W_{PP4}=143,79 kg/ml* 25,33 m=3642,20 kg

W_{PP7}=192 kg/ml * 72,25 m=13872,00 kg

W_{PP8}=224 kg/ml * 220,80 m=49459,20 kg

W_{pptotal}= 111310,00 kg

-W_{vigas} =volumen * peso específico del hormigón

W_{30x40}=(0,3 m *0,4 m* 46,80 m)*2400kg/m³

W_{30x40}=13478,40 kg

W_{35x45}=(0,35 m *0,45 m* 59,44 m)*2400kg/m³

W_{35x45}=22468,32 kg

$$W_{\text{vigas total}}=35946,72 \text{ kg}$$

- $W_{\text{col}}=\#_{\text{col}}*\text{volumen} * \text{peso específico del hormigón}$

$$W_{\text{col}}=16*(0,40\text{m}*0,40\text{m}*3,24\text{m}) *2400\text{kg/m}^3$$

$$W_{\text{col}}=19906,56 \text{ kg}$$

- $W_{\text{muro acens.}}= \text{volumen} * \text{peso específico del hormigón}$

$$W_{\text{muro acens.}}= (0,20\text{m}*8,2\text{m}*3,24\text{m}) *2400\text{kg/m}^3$$

$$W_{\text{muro acens.}}= 12752,64 \text{ kg}$$

$$W_{\text{CM}_{\text{TOTAL}}}=278552,88 \text{ kg}+23404,80 \text{ kg}+111310,00 \text{ kg}+35946,72 \text{ kg}+19906,56$$

$$\text{kg}+12752,64 \text{ kg}$$

$$W_{\text{CM}_{\text{TOTAL}}}=481873,60 \text{ kg}$$

CARGA TOTAL

$$W_{\text{TOTAL}}=481873,60 \text{ kg} = 482 \text{ Tn}$$

PESOS ADICIONALES PARA ASIGNACIÓN DE CARGAS

$$-W_{\text{CM Apared}}= W_{\text{PPtotal}}/(A_{\text{aplicacion}})$$

$$W_{\text{CM Apared}}= 111310,00 \text{ kg} / (653,88\text{m}^2+60,95\text{m}^2)$$

$$W_{\text{CM Apared}}= 155,72 \text{ kg/m}^2$$

$$-W_{\text{CMvolado}} = 94 \text{ Kg/ m}^2$$

$$-W_{\text{CMlosa colaborante}} = 116 \text{ Kg/ m}^2$$

PLANTA NIVEL +14,70

LOSA ENTREPISO

Datos:

$$CM_1 = 376 \text{ kg/m}^2 \text{ Losa placa colaborante} + 50 \text{ kg/m}^2 \text{ (instalaciones)} = 426 \text{ kg/m}^2$$

$$CM_2 = 334 \text{ kg/m}^2 \text{ Losa maciza volados} + 50 \text{ kg/m}^2 \text{ (instalaciones)} = 384 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Área losa placa colaborante} = 653,88 \text{ m}^2$$

$$\text{Área losa maciza} = 60,95 \text{ m}^2$$

$$PP1 = 660 \text{ kg/ml} \quad \text{Long PP1} = 112,03 \text{ m}$$

$$PP2 = 440 \text{ kg/ml} \quad \text{Long PP2} = 225,19 \text{ m}$$

$$PP3 = 255,75 \text{ kg/ml} \quad \text{Long PP2} = 51,80 \text{ m}$$

$$PP4 = 143,79 \text{ kg/ml} \quad \text{Long PP4} = 49,62 \text{ m}$$

$$PP5 = 392,43 \text{ kg/ml} \quad \text{Long PP4} = 13,25 \text{ m}$$

$$\text{Longitud vigas } 30 \times 40 = 46,80 \text{ m}$$

$$\text{Longitud vigas } 35 \times 45 = 59,44 \text{ m}$$

$$\# \text{ columnas } 40 \times 40 = 38$$

CARGA MUERTA

$$-W_{CM1} = CM_1 * A_1$$

$$W_{CM1} = (376 \text{ kg/m}^2 + 50 \text{ kg/m}^2) * 653,88 \text{ m}^2 = 278552,88 \text{ kg}$$

$$-W_{CM2} = CM_2 * A_2$$

$$W_{CM2} = (334 \text{ kg/m}^2 + 50 \text{ kg/m}^2) * 60,95 \text{ m}^2 = 23404,80 \text{ kg}$$

$$-W_{PP} = PP * \text{Long PP}$$

$$W_{PP1} = 660 \text{ kg/ml} * 112,03 \text{ m} = 73939,80 \text{ kg}$$

$$W_{PP2} = 440 \text{ kg/ml} * 225,19 \text{ m} = 99083,60 \text{ kg}$$

$$W_{PP3}=255,75 \text{ kg/ml} * 51,80 \text{ m} = 13247,85 \text{ kg}$$

$$W_{PP4}=143,79 \text{ kg/ml} * 49,62 \text{ m} = 7134,86 \text{ kg}$$

$$W_{PP5}= 392,43 \text{ kg/ml} * 13,25 \text{ m} = 5199,70 \text{ kg}$$

$$W_{pptotal}= 198605,81 \text{ kg}$$

- W_{vigas} = volumen * peso específico del hormigón

$$W_{30x40}=(0,3 \text{ m} * 0,4 \text{ m} * 46,80 \text{ m}) * 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{30x40}=13478,40 \text{ kg}$$

$$W_{35x45}=(0,35 \text{ m} * 0,45 \text{ m} * 59,44 \text{ m}) * 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{35x45}=22468,32 \text{ kg}$$

$$W_{vigas \text{ total}}=35946,72 \text{ kg}$$

- $W_{col}=\#_{col}$ * volumen * peso específico del hormigón

$$W_{col}=38 * (0,40 \text{ m} * 0,40 \text{ m} * 2,80 \text{ m}) * 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{col}=40857,60 \text{ kg}$$

- $W_{muro \text{ acens.}}$ = volumen * peso específico del hormigón

$$W_{muro \text{ acens.}}= (0,20 \text{ m} * 8,2 \text{ m} * 2,80 \text{ m}) * 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{muro \text{ acens.}}= 11020,80 \text{ kg}$$

$$WCM_{TOTAL}=278552,88 \text{ kg} + 23404,80 \text{ kg} + 198605,81 \text{ kg} + 35946,72 \text{ kg} + 40857,60$$

$$\text{kg} + 11020,80 \text{ kg}$$

$$WCM_{TOTAL}=588388,61 \text{ kg}$$

CARGA TOTAL

$$W_{TOTAL}=588388,61 \text{ kg} = 588 \text{ Tn}$$

PESOS ADICIONALES PARA ASIGNACIÓN DE CARGAS

$$-W_{CM \text{ Apared}} = W_{PPtotal} / (A_{aplicacion})$$

$$W_{CM \text{ Apared}} = 198605,81 \text{ kg} / (653,88\text{m}^2 + 60,95\text{m}^2)$$

$$W_{CM \text{ Apared}} = 277,84 \text{ kg/m}^2$$

$$-W_{CM \text{ volado}} = 94 \text{ Kg/ m}^2$$

$$-W_{CM \text{ losa colaborante}} = 116 \text{ Kg/ m}^2$$

PLANTA NIVEL +11,70 = +8,70

LOSA ENTREPISO

Datos:

$$CM_1 = 376 \text{ kg/ m}^2 \text{ Losa placa colaborante} + 50 \text{ kg/m}^2 \text{ (instalaciones)} = 426 \text{ kg/m}^2$$

$$CM_2 = 334 \text{ kg/m}^2 \text{ Losa maciza volados} + 50 \text{ kg/m}^2 \text{ (instalaciones)} = 384 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Área losa placa colaborante} = 653,88 \text{ m}^2$$

$$\text{Área losa maciza} = 60,95 \text{ m}^2$$

$$PP1 = 660 \text{ kg/ml} \quad \text{Long PP1} = 112,03 \text{ m}$$

$$PP2 = 440 \text{ kg/ml} \quad \text{Long PP2} = 225,19 \text{ m}$$

$$PP3 = 255,75 \text{ kg/ml} \quad \text{Long PP2} = 51,80\text{m}$$

$$PP4 = 143,79 \text{ kg/ml} \quad \text{Long PP4} = 49,62 \text{ m}$$

$$PP5 = 392,43 \text{ kg/ml} \quad \text{Long PP4} = 13,25 \text{ m}$$

$$\text{Longitud vigas } 30 \times 40 = 46,80 \text{ m}$$

$$\text{Longitud vigas } 35 \times 45 = 59,44 \text{ m}$$

$$\# \text{ columnas } 45 \times 45 = 38$$

CARGA MUERTA

$$-W_{CM1}=CM_1 * A_1$$

$$W_{CM1}=(376 \text{ kg/ m}^2+50 \text{ kg/ m}^2)*653,88 \text{ m}^2=278552,88 \text{ kg}$$

$$-W_{CM2}=CM_2 * A_2$$

$$W_{CM2}=(334 \text{ kg/ m}^2+50 \text{ kg/ m}^2)*60,95 \text{ m}^2=23404,80 \text{ kg}$$

$$-W_{PP}=PP * \text{Long PP}$$

$$W_{PP1}= 660 \text{ kg/ml} * 112,03 \text{ m}=73939,80 \text{ kg}$$

$$W_{PP2}= 440 \text{ kg/ml} * 225,19 \text{ m}=99083,60 \text{ kg}$$

$$W_{PP3}=255,75 \text{ kg/ml} * 51,80 \text{ m}=13247,85 \text{ kg}$$

$$W_{PP4}=143,79 \text{ kg/ml} * 49,62 \text{ m}=7134,86 \text{ kg}$$

$$W_{PP5}= 392,43 \text{ kg/ml} * 13,25 \text{ m}=5199,70 \text{ kg}$$

$$W_{pptotal}= 198605,81 \text{ kg}$$

$$-W_{vigas} = \text{volumen} * \text{peso específico del hormigón}$$

$$W_{30x40}=(0,3 \text{ m} * 0,4 \text{ m} * 46,80 \text{ m}) * 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{30x40}=13478,40 \text{ kg}$$

$$W_{35x45}=(0,35 \text{ m} * 0,45 \text{ m} * 59,44 \text{ m}) * 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{35x45}=22468,32 \text{ kg}$$

$$W_{vigas total}=35946,72 \text{ kg}$$

$$-W_{col}=\#_{col} * \text{volumen} * \text{peso específico del hormigón}$$

$$W_{col}=38 * (0,45 \text{ m} * 0,45 \text{ m} * 2,80 \text{ m}) * 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{col}=51710,40 \text{ kg}$$

- $W_{\text{muro acens.}} = \text{volumen} * \text{peso específico del hormigón}$

$$W_{\text{muro acens.}} = (0,20\text{m} * 8,2\text{m} * 2,80\text{m}) * 2400\text{kg/m}^3$$

$$W_{\text{muro acens.}} = 11020,80 \text{ kg}$$

$$W_{\text{CM}_{\text{TOTAL}}} = 278552,88 \text{ kg} + 23404,80 \text{ kg} + 198605,81 \text{ kg} + 35946,72 \text{ kg} + 51710,40 \text{ kg} + 11020,80 \text{ kg}$$

$$W_{\text{CM}_{\text{TOTAL}}} = 599241,41 \text{ kg}$$

CARGA TOTAL

$$W_{\text{TOTAL}} = 599241,41 \text{ kg} = 599 \text{ Tn}$$

PESOS ADICIONALES PARA ASIGNACIÓN DE CARGAS

$$-W_{\text{CM Apared}} = W_{\text{PPtotal}} / (A_{\text{aplicacion}})$$

$$W_{\text{CM Apared}} = 198605,81 \text{ kg} / (653,88\text{m}^2 + 60,95\text{m}^2)$$

$$W_{\text{CM Apared}} = 277,84 \text{ kg/m}^2$$

$$-W_{\text{CMvolado}} = 94 \text{ Kg/ m}^2$$

$$-W_{\text{CMlosa colaborante}} = 116 \text{ Kg/ m}^2$$

PLANTA NIVEL +5,70

LOSA ENTREPISO

Datos:

$$CM_1 = 376 \text{ kg/ m}^2 \text{ Losa placa colaborante} + 50 \text{ kg/m}^2 \text{ (instalaciones)} = 426 \text{ kg/m}^2$$

$$CM_2 = 334 \text{ kg/m}^2 \text{ Losa maciza volados} + 50 \text{ kg/m}^2 \text{ (instalaciones)} = 384 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Área losa placa colaborante} = 653,88 \text{ m}^2$$

Área losa maciza = 60,95 m²

PP1= 660 kg/ml Long PP1= 112,03 m

PP2= 440 kg/ml Long PP2= 225,19 m

PP3= 255,75 kg/ml Long PP2= 51,80m

PP4= 143,79 kg/ml Long PP4= 49,62 m

PP5= 392,43 kg/ml Long PP4= 13,25 m

Longitud vigas 30x40=46,80 m

Longitud vigas 35x45=59,44 m

columnas 50x50=38

CARGA MUERTA

-WCM₁=CM₁*A₁

WCM₁=(376 kg/ m²+50 kg/ m²)*653,88 m²=278552,88 kg

-WCM₂=CM₂*A₂

WCM₂=(334 kg/ m²+50 kg/ m²)*60,95 m²=23404,80 kg

-W_{PP}=PP*Long PP

W_{PP1}= 660 kg/ml*112,03 m=73939,80 kg

W_{PP2}= 440 kg/ml* 225,19 m=99083,60 kg

W_{PP3}=255,75 kg/ml*51,80m=13247,85 kg

W_{PP4}=143,79 kg/ml*49,62 m=7134,86 kg

W_{PP5}= 392,43 kg/ml *13,25 m=5199,70 kg

W_{pptotal}= 198605,81 kg

-W_{vigas} =volumen * peso específico del hormigón

W_{30x40}=(0,3 m *0,4 m* 46,80 m)*2400kg/m³

$$W_{30x40}=13478,40 \text{ kg}$$

$$W_{35x45}=(0,35 \text{ m} * 0,45 \text{ m} * 59,44 \text{ m}) * 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{35x45}=22468,32 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vigas total}}=35946,72 \text{ kg}$$

- $W_{\text{col}}=\#_{\text{col}} * \text{volumen} * \text{peso específico del hormigón}$

$$W_{\text{col}}=38 * (0,50 \text{ m} * 0,50 \text{ m} * 2,80 \text{ m}) * 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{\text{col}}=63844,00 \text{ kg}$$

- $W_{\text{muro acens.}} = \text{volumen} * \text{peso específico del hormigón}$

$$W_{\text{muro acens.}} = (0,20 \text{ m} * 8,2 \text{ m} * 2,80 \text{ m}) * 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{\text{muro acens.}} = 11020,80 \text{ kg}$$

$$WCM_{\text{TOTAL}}=278552,88 \text{ kg} + 23404,80 \text{ kg} + 198605,81 \text{ kg} + 35946,72 \text{ kg} + 63844,00 \text{ kg} + 11020,80 \text{ kg}$$

$$WCM_{\text{TOTAL}}=611371,01 \text{ kg}$$

CARGA TOTAL

$$W_{\text{TOTAL}}=611371,01 \text{ kg} = 611 \text{ Tn}$$

PESOS ADICIONALES PARA ASIGNACIÓN DE CARGAS

$$-W_{\text{CM Apared}} = W_{\text{PPtotal}} / (A_{\text{aplicacion}})$$

$$W_{\text{CM Apared}} = 198605,81 \text{ kg} / (653,88 \text{ m}^2 + 60,95 \text{ m}^2)$$

$$W_{\text{CM Apared}} = 277,84 \text{ kg/m}^2$$

$$-W_{\text{CMvolado}} = 94 \text{ Kg/ m}^2$$

$$-W_{\text{CMlosa colaborante}} = 116 \text{ Kg/ m}^2$$

PLANTA NIVEL +2,70

LOSA ENTREPISO

Datos:

$$CM_1 = 376 \text{ kg/m}^2 \text{ Losa placa colaborante} + 50 \text{ kg/m}^2 \text{ (instalaciones)} = 426 \text{ kg/m}^2$$

$$CM_2 = 334 \text{ kg/m}^2 \text{ Losa maciza volados} + 50 \text{ kg/m}^2 \text{ (instalaciones)} = 384 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Área losa placa colaborante} = 727,11 \text{ m}^2$$

$$\text{Área losa maciza} = 47,22 \text{ m}^2$$

$$PP1 = 660 \text{ kg/ml} \quad \text{Long PP1} = 112,03 \text{ m}$$

$$PP2 = 440 \text{ kg/ml} \quad \text{Long PP2} = 225,19 \text{ m}$$

$$PP3 = 255,75 \text{ kg/ml} \quad \text{Long PP2} = 51,80 \text{ m}$$

$$PP4 = 143,79 \text{ kg/ml} \quad \text{Long PP4} = 49,62 \text{ m}$$

$$PP5 = 392,43 \text{ kg/ml} \quad \text{Long PP4} = 13,25 \text{ m}$$

$$\text{Longitud vigas } 30 \times 40 = 52,80 \text{ m}$$

$$\text{Longitud vigas } 35 \times 45 = 71,16 \text{ m}$$

$$\# \text{ columnas } 50 \times 50 = 38$$

CARGA MUERTA

$$-W_{CM1} = CM_1 * A_1$$

$$W_{CM1} = (376 \text{ kg/m}^2 + 50 \text{ kg/m}^2) * 727,11 \text{ m}^2 = 309748,86 \text{ kg}$$

$$-W_{CM2} = CM_2 * A_2$$

$$W_{CM2} = (334 \text{ kg/m}^2 + 50 \text{ kg/m}^2) * 47,22 \text{ m}^2 = 18132,48 \text{ kg}$$

$$-W_{PP} = PP * \text{Long PP}$$

$$W_{PP1} = 660 \text{ kg/ml} * 112,03 \text{ m} = 73939,80 \text{ kg}$$

$$W_{PP2} = 440 \text{ kg/ml} * 225,19 \text{ m} = 99083,60 \text{ kg}$$

$$W_{PP3}=255,75 \text{ kg/ml} \cdot 51,80 \text{ m}=13247,85 \text{ kg}$$

$$W_{PP4}=143,79 \text{ kg/ml} \cdot 49,62 \text{ m}=7134,86 \text{ kg}$$

$$W_{PP5}= 392,43 \text{ kg/ml} \cdot 13,25 \text{ m}=5199,70 \text{ kg}$$

$$W_{pptotal}= 198605,81 \text{ kg}$$

- W_{vigas} =volumen * peso específico del hormigón

$$W_{30 \times 40}=(0,3 \text{ m} \cdot 0,4 \text{ m} \cdot 52,80 \text{ m}) \cdot 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{30 \times 40}=15206,4 \text{ kg}$$

$$W_{35 \times 45}=(0,35 \text{ m} \cdot 0,45 \text{ m} \cdot 71,16 \text{ m}) \cdot 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{35 \times 45}=26898,48 \text{ kg}$$

$$W_{vigas \text{ total}}=42104,88 \text{ kg}$$

- $W_{col}=\#_{col}$ *volumen * peso específico del hormigón

$$W_{col}=38 \cdot (0,50 \text{ m} \cdot 0,50 \text{ m} \cdot 2,80 \text{ m}) \cdot 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{col}=63840,00 \text{ kg}$$

- $W_{muro \text{ acens.}}$ = volumen * peso específico del hormigón

$$W_{muro \text{ acens.}}= (0,20 \text{ m} \cdot 8,2 \text{ m} \cdot 2,80 \text{ m}) \cdot 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{muro \text{ acens.}}= 11020,80 \text{ kg}$$

$$WCM_{TOTAL}=309748,86 \text{ kg}+18132,48 \text{ kg}+198605,81 \text{ kg} +42104,88 \text{ kg}+63840,00$$

$$\text{kg}+11020,80 \text{ kg}$$

$$WCM_{TOTAL}=643452,83 \text{ kg}$$

CARGA TOTAL

$$W_{TOTAL} = 643452,83 \text{ kg} = 643 \text{ Tn}$$

PESOS ADICIONALES PARA ASIGNACIÓN DE CARGAS

$$-W_{CM \text{ Apared}} = W_{PPtotal} / (A_{aplicacion})$$

$$W_{CM \text{ Apared}} = 198605,81 \text{ kg} / (727,11 \text{ m}^2 + 47,22 \text{ m}^2)$$

$$W_{CM \text{ Apared}} = \mathbf{256,48 \text{ kg/m}^2}$$

$$-W_{CM \text{ volado}} = \mathbf{94 \text{ Kg/ m}^2}$$

$$-W_{CM \text{ losa colaborante}} = \mathbf{116 \text{ Kg/ m}^2}$$

PLANTA NIVEL +0,00

LOSA SUBTERRANEO

Datos:

$$CM_3 = 460 \text{ kg/ m}^2 \text{ Losa alivianada} + 125 \text{ kg/ m}^2 = 585 \text{ kg/ m}^2$$

$$CV = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Área losa alivianada} = 847,97 \text{ m}^2$$

$$\text{Longitud vigas } 30 \times 30 = 36,01 \text{ m}$$

$$\text{Longitud vigas } 35 \times 40 = 195,60 \text{ m}$$

$$\text{Longitud vigas } 35 \times 45 = 154,98 \text{ m}$$

$$\# \text{ columnas } 55 \times 55 = 38$$

CARGA MUERTA

$$-W_{CM_3} = CM_3 * A_3$$

$$W_{CM_3} = 585 \text{ kg/ m}^2 * 847,97 \text{ m}^2 = 496062,45 \text{ kg}$$

$W_{vigas} = \text{volumen} * \text{peso específico del hormigón}$

$$W_{30 \times 30} = (0,3 \text{ m} * 0,3 \text{ m} * 36,01 \text{ m}) * 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{30 \times 30} = 7778,16 \text{ kg}$$

$$W_{35 \times 40} = (0,35 \text{ m} * 0,40 \text{ m} * 195,60 \text{ m}) * 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{35 \times 40} = 65721,60 \text{ kg}$$

$$W_{35 \times 45} = (0,35 \text{ m} * 0,45 \text{ m} * 154,98 \text{ m}) * 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{35 \times 45} = 58582,44 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vigas total}} = 132082,20 \text{ kg}$$

- $W_{\text{col}} = \#_{\text{col}} * \text{volumen} * \text{peso específico del hormigón}$

$$W_{\text{col}} = 40 * (0,55 \text{ m} * 0,55 \text{ m} * 2,50 \text{ m}) * 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{\text{col}} = 72600,00 \text{ kg}$$

- $W_{\text{muro acens.}} = \text{volumen} * \text{peso específico del hormigón}$

$$W_{\text{muro acens.}} = (0,20 \text{ m} * 8,2 \text{ m} * 2,80 \text{ m}) * 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{\text{muro acens.}} = 11020,80 \text{ kg}$$

- $W_{\text{muro sotano.}} = \text{volumen} * \text{peso específico del hormigón}$

$$W_{\text{muro sotano.}} = (0,25 \text{ m} * 2,5 \text{ m} * 78,24 \text{ m}) * 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{\text{muro sotano.}} = 117360,0 \text{ kg}$$

$$W_{\text{CM}_{\text{TOTAL}}} = 496062,45 \text{ kg} + 132082,20 \text{ kg} + 72600,00 \text{ kg} + 11020,80 \text{ kg} + 117360,0$$

kg

$$W_{\text{CM}_{\text{TOTAL}}} = 829125,45 \text{ kg}$$

CARGA TOTAL

$$W_{\text{TOTAL}} = 829125,45 \text{ kg} = 829 \text{ Tn}$$

PESOS ADICIONALES PARA ASIGNACIÓN DE CARGAS

$$-W_{\text{CM}_{\text{losa alivianada}}} = 166 \text{ Kg/ m}^2$$

TABLA 32. Resumen de pesos por planta

RESUMEN PESOS POR PLANTA	
PLANTAS	Tn
NIVEL +21,14	132
NIVEL +17,70	482
NIVEL +14,70	588
NIVEL +11,70	599
NIVEL +8,70	599
NIVEL +5,70	611
NIVEL +2,70	643
NIVEL +0,00	829
TOTAL	4483

TABLA 33. Resumen de pesos adicionales por piso

RESUMEN PESOS ADICIONALES								
PESOS	W_{CMlosa} adicional kg/m^2		$W_{CMpared}$ adicional kg/m^2		W_{CM} Sala de maquina adicional	CM PERMA kg/m^2		
	Losa de cubierta	Losa de volado	Losa de cubierta	Losa tapagrada		Losa tapagrada	Losa de cubierta	Losa de volado
+21,10	116		41,21	59,64	302	361,64	157,21	
+17,70	116	94	155,72				271,72	249,72
+14,70	116	94	277,84				393,84	371,84
+11,70	116	94	277,84				393,84	371,84
+8,70	116	94	277,84				393,84	371,84
+5,70	116	94	277,84				393,84	371,84
+2,70	116	94	256,48				372,48	350,48
+0,00	166						166,00	

6.7.8.3 Cálculo de f_x para modelo

El CEC Parte I - Capítulo 12, en el artículo 6.3.1.1, indica que la fuerza concentrada que se aplicará en la parte más alta de la estructura (F_t), constituyéndose una fuerza adicional a la fuerza en el último piso no debe exceder de $0.25V$, y puede considerarse nulo cuando T es menor o igual a 0.7 sg.

Entonces Si $T > 0.70sg$ » Calcular F_t

$0.79sg > 0.70$ sg.

$$Ft = 0,07 * T * V$$

Ft = La fuerza concentrada que se aplicará en la parte más alta de la estructura, constituyéndose una fuerza adicional a la fuerza en el último piso.

T = El período utilizado para el cálculo del cortante basal total V.

$$Ft = 0,07 * 0,79 * 0,0876W$$

$$W = 4483 - 829 = 3654 \text{ Tn}$$

$$Ft = 0,07 * 0,79 * 0,0876 * 3654$$

$$Ft = 17,70 \text{ Tn}$$

$$Ft = 17,70 < 0,25 V$$

$$V = 0,0876 * W$$

$$V = 0,0876 * 3654 = 320,09$$

$$Ft = 17,70 < 0,25 * 320,09$$

$$Ft = 21,62 < 80,02 \quad OK$$

$$Fx = \frac{(V - Ft)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n F_i W_i h_i}$$

$$V = 0,0876 * W_x$$

$$Fx = \frac{(0,0876 * 3654 - 17,70)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n F_i W_i h_i}$$

$$Fx = \frac{(302,39)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n F_i W_i h_i}$$

$$Fx = \frac{(302,39)W_x h_x}{37403,88}$$

$$PISO 8 \quad Fx = \frac{302,39 * 2790,48}{37403,88} = 40,26 \text{ Tn}$$

$$PISO 7 \quad Fx = \frac{302,39 * 8531,40}{37403,88} = 69,03 \text{ Tn}$$

$$PISO 6 \quad Fx = \frac{302,39 * 8643,60}{37403,88} = 69,94 \text{ Tn}$$

$$PISO 5 F_x = \frac{302,39 * 7008,30}{37403,88} = 56,71Tn$$

$$PISO 4 F_x = \frac{302,39 * 5211,30}{37403,88} = 42,17Tn$$

$$PISO 3 F_x = \frac{302,39 * 3482,70}{37403,88} = 28,18Tn$$

$$PISO 2 F_x = \frac{302,39 * 1736,10}{37403,88} = 14,05Tn$$

TABLA 34. Resumen de Fuerzas laterales de diseño

PISO	NIVEL hi (m)	PESO Wi (Tn)	WiXhi (Tn-m)	Fx,Fy (Tn)	Vx,Vy (Tn)
8	21.14	132	2790.48	40.26	40.26
7	17.70	482	8531.40	69.03	109.29
6	14.70	588	8643.60	69.94	179.23
5	11.70	599	7008.30	56.71	235.94
4	8.70	599	5211.30	42.17	278.10
3	5.70	611	3482.70	28.18	306.28
2	2.70	643	1736.10	14.05	320.33
		3654.00	37403.88	320.33	

6.7.9 Modelación de la estructura



Figura N° 43. Vista del Edificio en Estudio

La modelación de la estructura se hizo en forma detallada, considerando todos los elementos, incluyendo también las escaleras, para obtener un efecto más real en su comportamiento.

Se consideró la base del edificio empotrada al suelo, para el sistema que conforman los pórticos se utilizaron elementos tipo frame con sus respectivas secciones, según los planos estructurales y la puesta en obra debido a que hubo algunos cambios al momento de la construcción.

Las cargas que son necesarias para el análisis modal se consideran a través de los elementos, es decir, el programa calculará el peso propio de cada uno de ellos, más una sobrecarga resultante del análisis de cargas en la que se incluyen CMPERMA, CV, aplicadas por medio del comando área loads (cargas por área), Para la carga sísmica en la estructura convencional, se utilizó dos tipos de métodos, el primero un análisis estático y el segundo un análisis modal espectral, ambos contemplados en el CEC-2002, en el primer caso se ingresó el coeficiente sísmico, y para el segundo se ingresó el espectro correspondiente a las características sísmicas de la estructura.

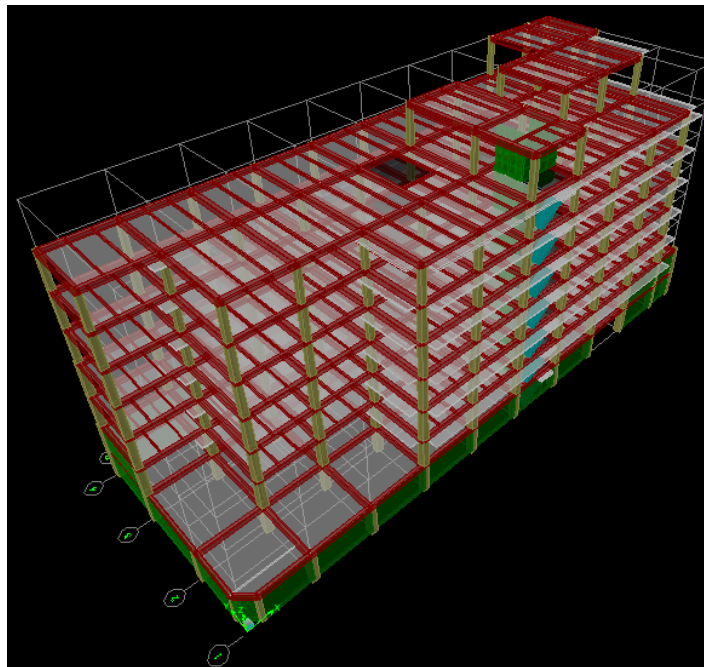


Figura N° 44. Vista tridimensional representativa de la estructura

6.7.9.1 Modelación en etabs

Clic en la parte inferior derecha para seleccionar o elegir unidades. (Kgf-m, de preferencia).

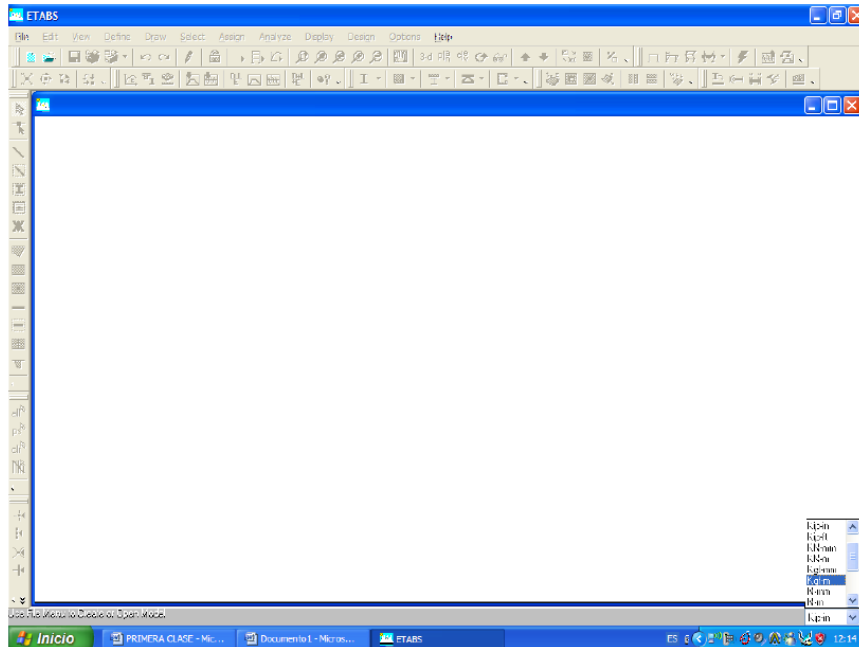


Ilustración N° 01. Ventana de inicio Etabs

Clic en file (archivo Nuevo)

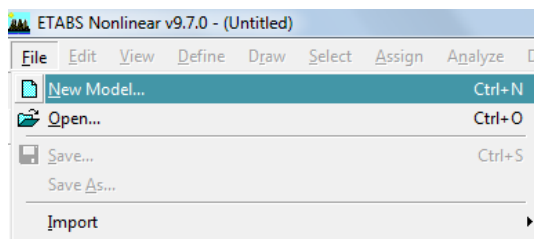


Ilustración N° 02. Cuadro de dialogo Nuevo Proyecto

Este cuadro que aparece inmediatamente después y ofrece las siguientes opciones:

Choose.edb: Permite utilizar propiedades de los materiales utilizados en otro cálculo.

Default.edb: El programa utiliza propiedades de los materiales que incorpora dentro de su memoria por defecto.

No: Para crear propiedades de usuario, que más adelante se explicará.

Como en este caso se trata de una guía técnica de cálculo y su fin es el ingreso de propiedades de los materiales, se descarta utilización de Choose.edb y Default.edb.

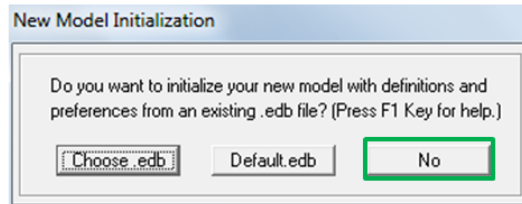


Ilustración N° 03. Cuadro iniciación del nuevo modelo

En Grid Dimension (Plan), seleccionar custom grid spacing, para estructuras con ejes desiguales, como el presente caso. Y seleccionaremos Uniform Grid spacing cuando se tiene casos de ejes simétricos.

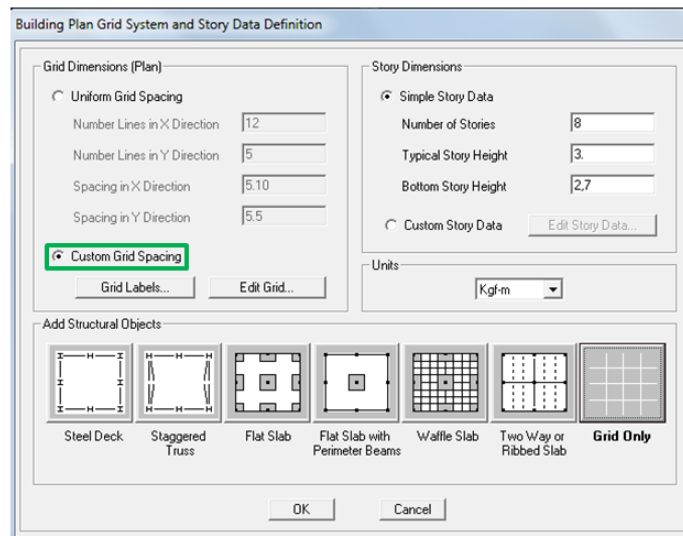


Ilustración N° 04. Cuadro de dimensionamiento de la cuadrícula

Elegir Edit Grid, para editar las dimensiones de las luces.

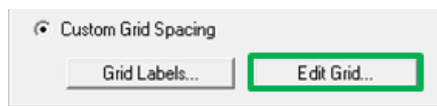


Ilustración N° 05. Cuadro para personalizar el espaciamiento de la cuadrícula

En el siguiente cuadro digitar con los datos de las luces de los ejes de la estructura:

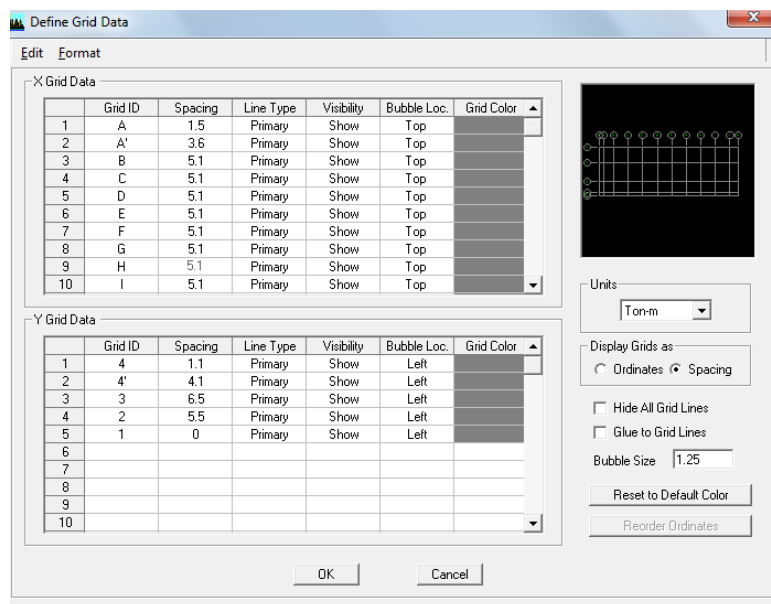


Ilustración N° 06. Cuadro para definir los datos de la cuadrícula.

En la columna de Grid ID (Identificación del Eje de izquierda a derecha), digitaremos la identificación del eje.

De la misma manera se realizará en sentido y-y, con la única diferencia que al digitar se colocará inversamente iniciando de abajo hacia arriba. O En Ordinates, ingresar valores con distancias acumuladas de eje a eje, Con Spacing, ingresar valores de luces independientes entre ejes

A continuación regresar al cuadro principal y dirigirse a Story Dimensions y:

- Number Stories. Digitar el número de pisos de la estructura.

-Typical Story Height: Es la altura tipo de los pisos superiores al de la primera planta.

-Bottom Story Height: Es la altura de la planta baja.

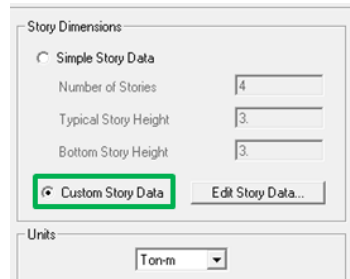


Ilustración N° 07. Cuadro para personalizar los datos de elevación.

- Elegir Story data, para editar las dimensiones de elevación.

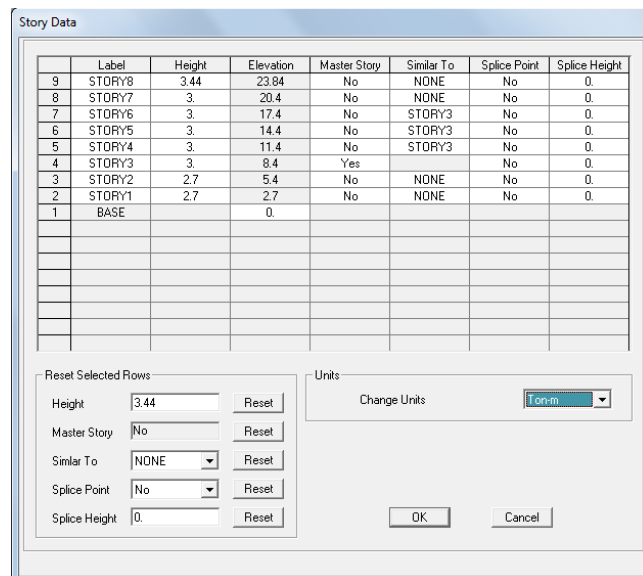


Ilustración N° 08. Cuadro de alturas por plantas

- Después Clic en Grid Only y Ok.

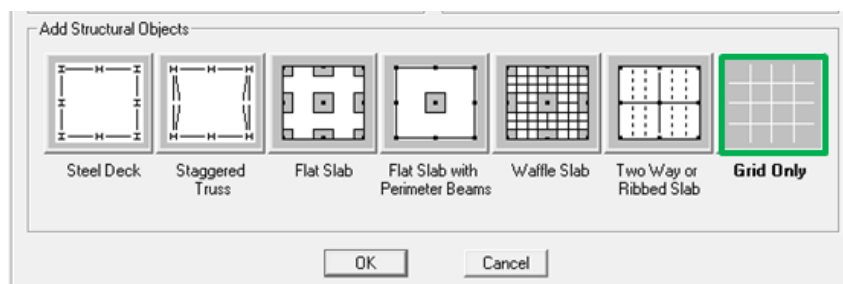


Ilustración N° 09. Cuadro para añadir objetos estructurales al modelo

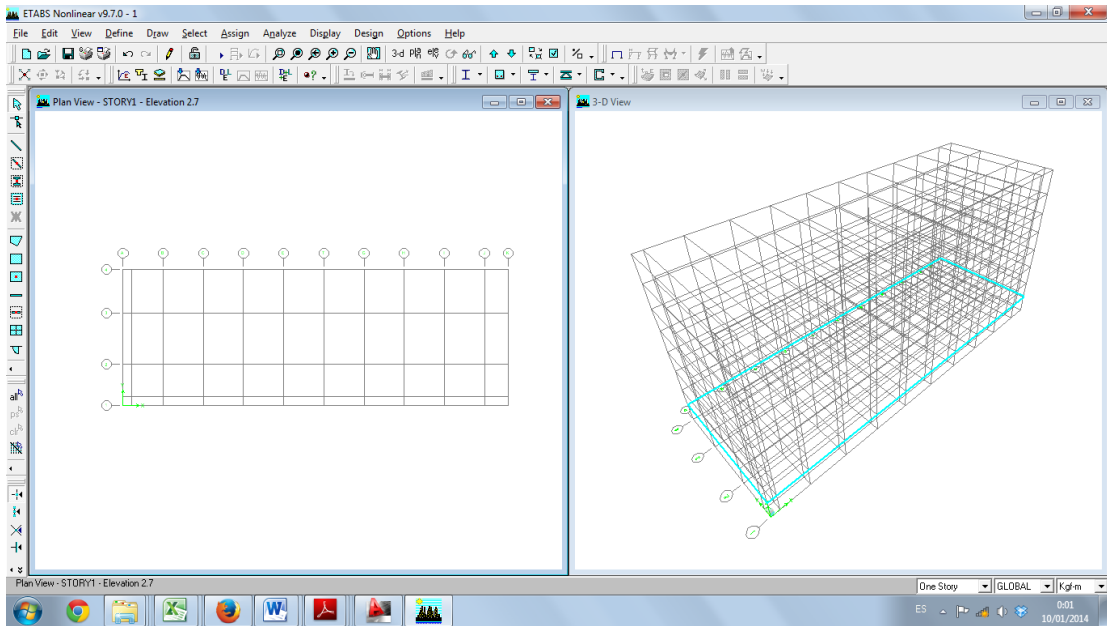


Ilustración N° 10. Vistas de las cuadrículas

6.7.9.2 Definir materiales

Para definir las propiedades de los materiales clic en **Define**:

Después clic en Add New Material

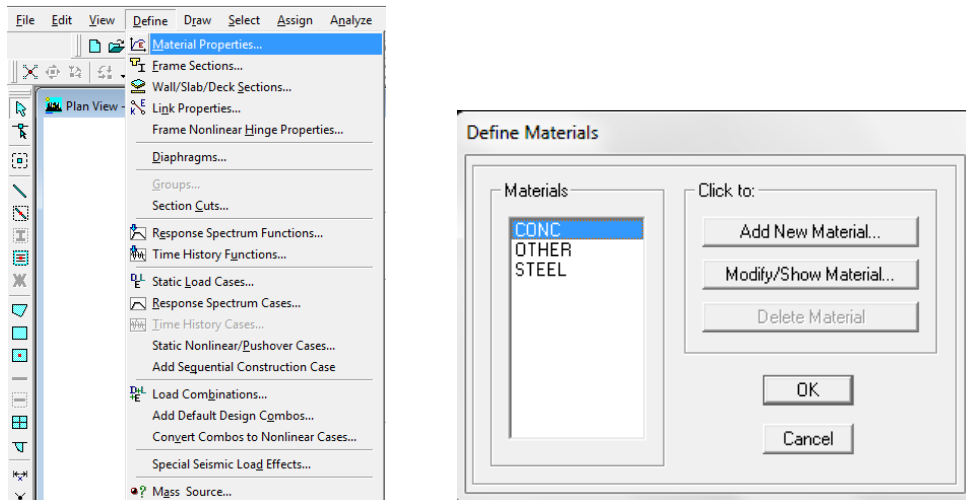


Ilustración N° 11. Cuadros de dialogo definición de materiales

Añadir el nombre en **Material Name** (CON210)

Propiedades del hormigon $f'c=210$ kg/cm²

Material Property Data

Material Name: CON210

Display Color: Color [Red]

Type of Material: Isotropic Orthotropic

Type of Design: Design [Concrete]

Analysis Property Data

Mass per unit Volume	2.448E-06
Weight per unit Volume	2.403E-03
Modulus of Elasticity	250562.
Poisson's Ratio	0.2
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	104400.833

Design Property Data (ACI 318-99)

Specified Conc Comp Strength, f _c	210.
Bending Reinf. Yield Stress, f _y	4200.
Shear Reinf. Yield Stress, f _{ys}	4200.
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	

OK Cancel

Ilustración N° 12. Cuadros de dialogo propiedades del material (hormigón)

Propiedades del acero A36 $f_y=2800\text{kg/cm}^2$

Material Property Data

Material Name: STEEL

Display Color: Color [Green]

Type of Material: Isotropic Orthotropic

Type of Design: Design [Steel]

Analysis Property Data

Mass per unit Volume	7.981E-06
Weight per unit Volume	7.833E-03
Modulus of Elasticity	2039000.
Poisson's Ratio	0.3
Coeff of Thermal Expansion	1.170E-05
Shear Modulus	784230.77

Design Property Data

Minimum Yield Stress, F _y	2800.
Minimum Tensile Strength, F _u	4569.9526
Cost per Unit Weight	4.5

OK Cancel

Ilustración N° 13. Cuadros de dialogo propiedades del material (acero)

6.7.9.3 Definir secciones frame vigas y columnas

6.7.9.3.1 Elementos de hormigón

Clic en Define

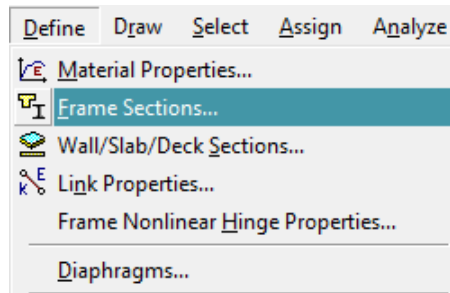


Ilustración N° 14. Cuadros de dialogo definición de secciones frame

Se recomienda borrar todas las opciones que muestran por defecto el programa.
 (Para eliminar las opciones mostradas se debe marcar todas las propiedades en la lista y presionar Delete Property).

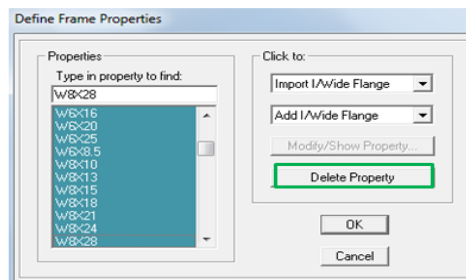


Ilustración N° 15. Cuadros definición de propiedades de secciones.

Presionar en la pestaña y se desplegara una lista, en la cual se debe seleccionar Add Rectangular.

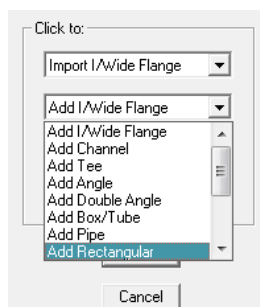


Ilustración N° 16. Pestaña para añadir nueva sección

En este cuadro de dialogo se debe ingresar dimensiones y propiedades de vigas o columnas.

VIGAS

Viga 30x30cm:

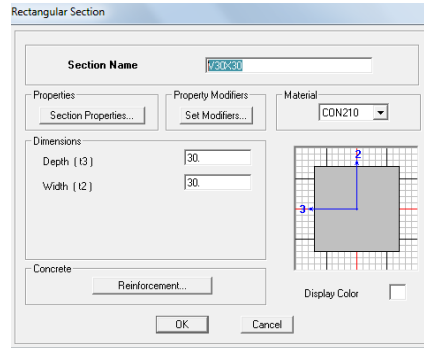


Ilustración N° 17. Cuadro características de la sección

Viga 30x40cm:

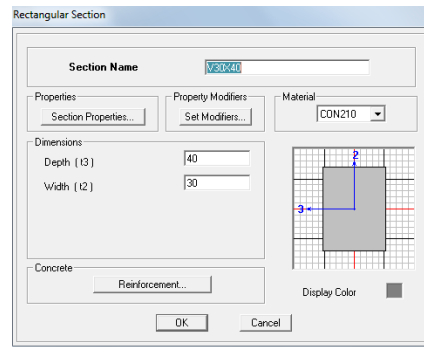


Ilustración N° 18. Cuadro características de la sección

Viga 35x40cm:

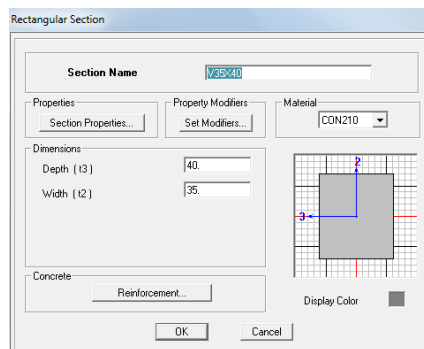


Ilustración N° 19. Cuadro características de la sección

Viga 35x45cm:

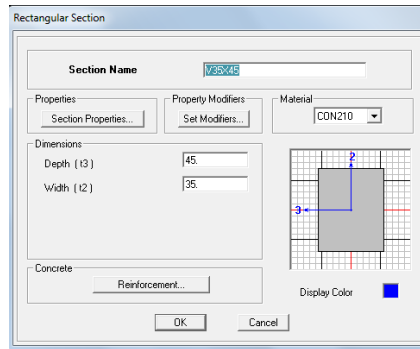


Ilustración N° 20. Cuadro características de la sección

Viga 35x45-1 cm:

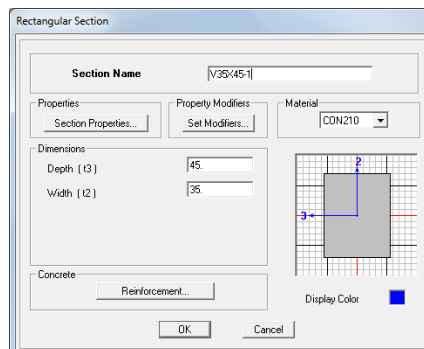


Ilustración N° 21. Cuadro características de la sección

En cada uno de estos elementos damos Clic en reinforcement

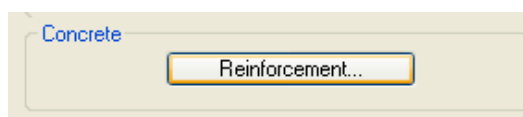


Ilustración N° 22. Pestaña para refuerzo (acero estructural)

Hacer clic en **Beam**, para que este elemento Frame funcione como Viga

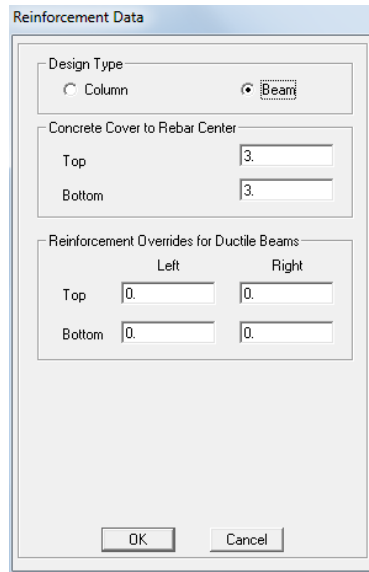


Ilustración N° 23. Cuadro de datos del refuerzo (acero estructural)

Como recubrimientos establecidos de vigas es de 3cm, digitar en los espacios en blanco de Top y Bottom (que hace referencia a recubrimiento superior e inferior respectivamente). Presionar Ok al finalizar

Al regresar a la ventana de propiedades clic en Set Modifiers:

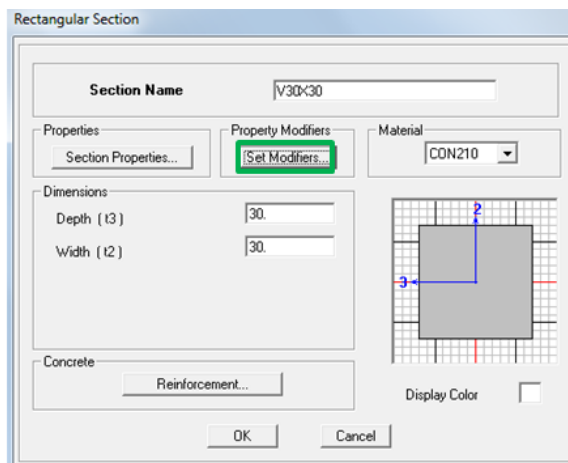


Ilustración N° 24. Cuadro de modificaciones de la sección

De acuerdo al CEC, parte I, (Capítulo 12), en el artículo 6.1.2.1 “Para el caso de estructuras de hormigón armado, en el cálculo de la rigidez se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas I_{cr} de los elementos estructurales, de la siguiente manera: 0,5 I_g para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable) y 0,8 I_g para columnas, siendo I_g el valor de la inercia no agrietada de la sección transversal del elemento considerado. Para el caso de muros estructurales, los valores de inercia agrietada tomarán el valor de 0,6 I_g y se aplicarán únicamente en los dos primeros pisos de la edificación (para estructuras sin subsuelos) o en los dos primeros pisos y en el primer subsuelo (para estructuras con subsuelos). Para el resto de pisos la inercia agrietada del muro estructural puede considerarse igual a la inercia no agrietada”.

Ubicamos el valor de la inercia agrietada alrededor del 3 axis = 0.5 en las vigas de secciones 35x40 y 35x45A debido a que estas se ubicaran en los niveles con placa Colaborante y de acuerdo al CEC, parte I, en el artículo 4.7.1.2

En el caso de las vigas, el valor de I_g debe considerar la contribución de la losa de piso a la rigidez de la misma, siempre que la losa se encuentre monolíticamente unida a la viga.

En el primer piso con losa alivianada la losa contribuye a la rigidez de la viga formando una viga T con una inercia de 2, que al multiplicar x 0,5 sugerido por el código resulta 1, en el caso de la losa con placa Colaborante no contribuye a la rigidez de la viga cuya inercia es 1 y multiplicando x 0,5 sugerido x el código resulta 0,5.

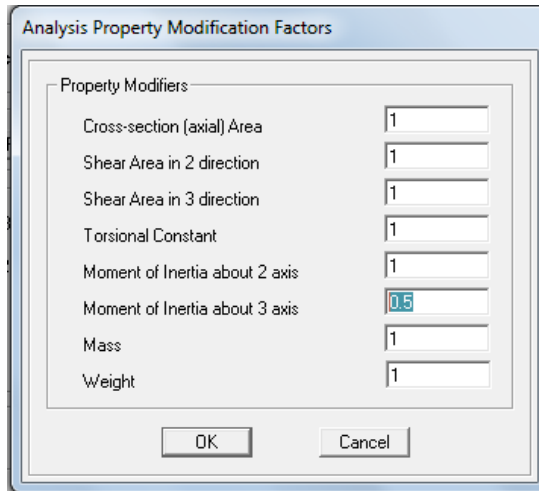


Ilustración N° 25. Cuadro de factores de modificación para el análisis

COLUMNAS

Columna de 30x30 cm

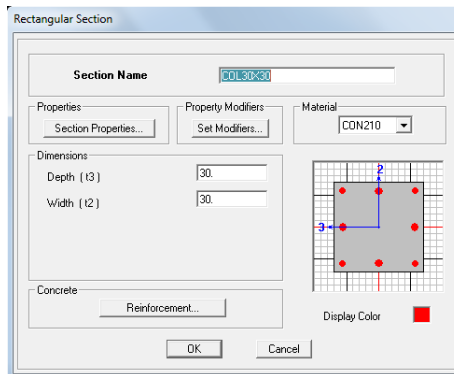


Ilustración N° 26. Cuadro características de la sección

Columna de 40x40 cm

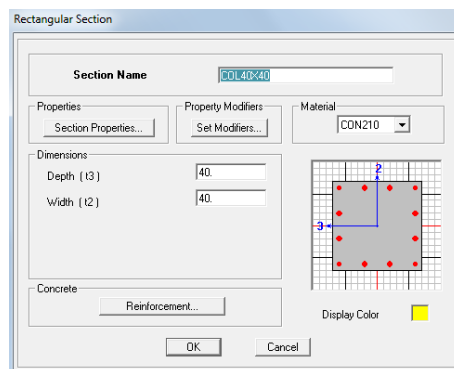


Ilustración N° 27. Cuadro características de la sección

Columna de 45x45 cm

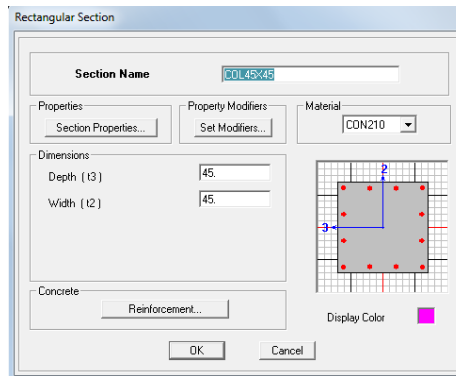


Ilustración N° 28. Cuadro características de la sección

Columna de 50x50 cm

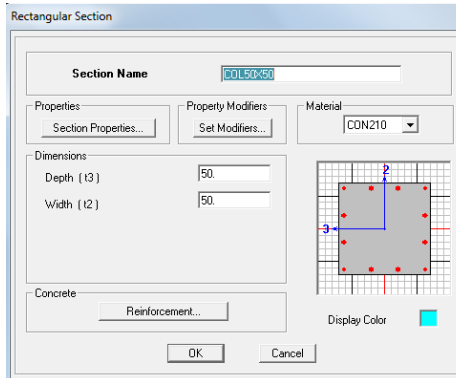


Ilustración N° 29. Cuadro características de la sección

Columna de 55x55 cm

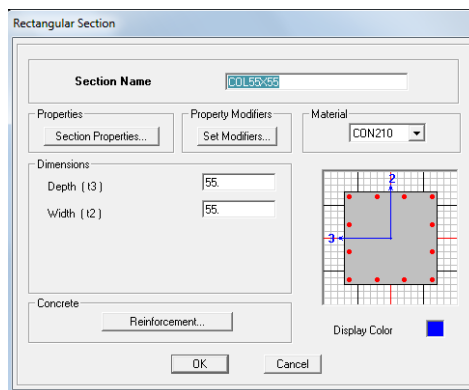


Ilustración N° 30. Cuadro características de la sección

En cada uno de estos elementos damos Clic en reinforcement

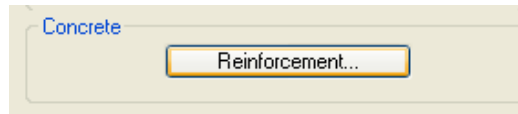


Ilustración N° 31. Pestaña para refuerzo (acero estructural)

Mantener activado Column. Por otra parte, la estructura está compuesta de columnas rectangulares, activar rectangular en Configuración del refuerzo.

Más abajo se encuentra el refuerzo lateral o transversal (**Ties**, representa a los estribos y **Spiral** al zuncho).

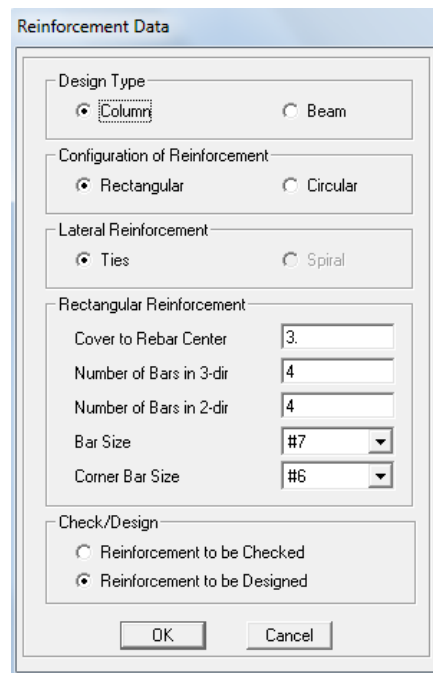
A screenshot of a dialog box titled 'Reinforcement Data'. It contains several sections with radio buttons and input fields. The 'Design Type' section has 'Column' selected. The 'Configuration of Reinforcement' section has 'Rectangular' selected. The 'Lateral Reinforcement' section has 'Ties' selected. The 'Rectangular Reinforcement' section has input fields for 'Cover to Rebar Center' (3), 'Number of Bars in 3-dir' (4), 'Number of Bars in 2-dir' (4), 'Bar Size' (#7), and 'Corner Bar Size' (#6). The 'Check/Design' section has 'Reinforcement to be Designed' selected. At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Ilustración N° 32. Cuadro de datos del refuerzo (acero estructural)

Activar *Reinforcement to be Checked*, porque el área de refuerzo, es lo que se procederá a diseñar. Presionar ok. (Obsérvese en el siguiente grafico las barras distribuidas) Numero de barras 4 por cara y recubrimientos de 3 cm. Escoger El tamaño de la barra, para luego chequear, términos que columna fuerte, viga débil.

Hacer clic sobre Set Modifiers.

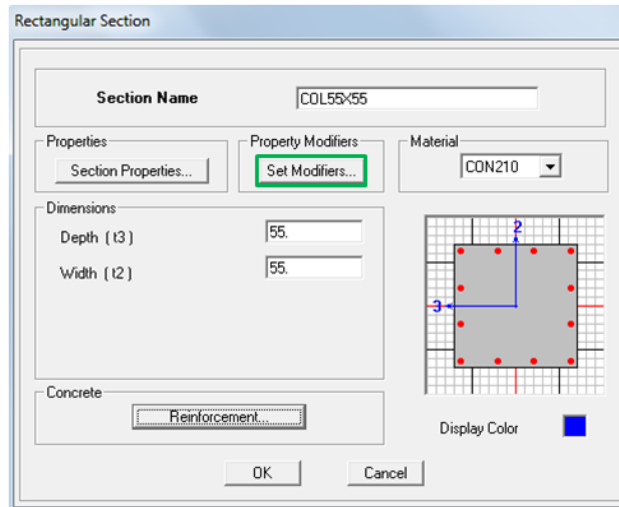


Ilustración N° 33. Cuadro de modificaciones de la sección

Cambiar factores de Momento de Inercia de acuerdo, a los momento de Inercia por Agrietamiento que dispone el Código en el artículo 6.1.2.1 del CEC, parte I, (Capítulo 12).

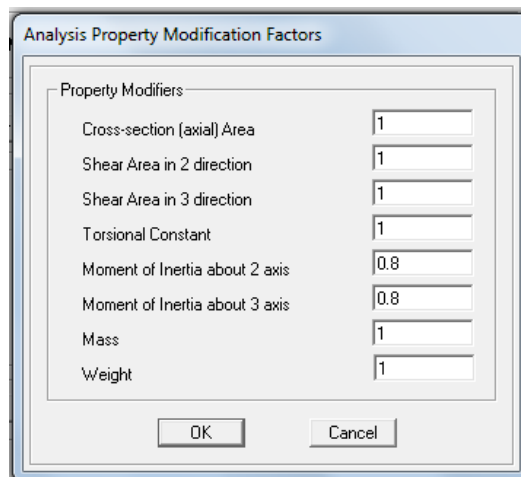


Ilustración N° 34. Cuadro de factores de modificación para el análisis

6.7.9.3.2 Elementos de acero

-Vigas secundarias

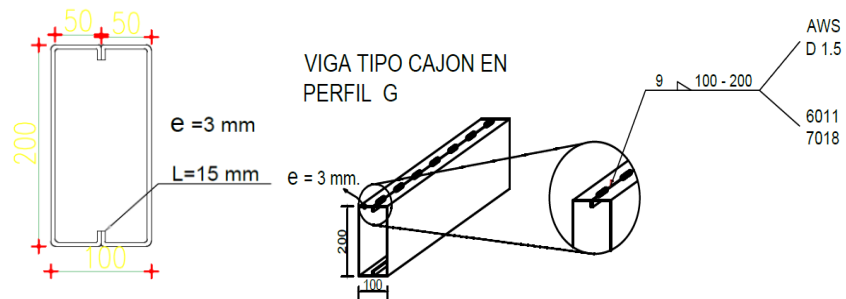


Figura N° 45. Detalles de la viga de acero secundaria

Para definir la viga secundaria Clic en Define

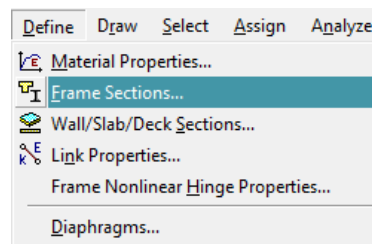


Ilustración N° 35. Cuadro definición de secciones frame

Presionar en la pestaña y se desplegara una lista, en la cual se debe seleccionar

Add Box / Tube

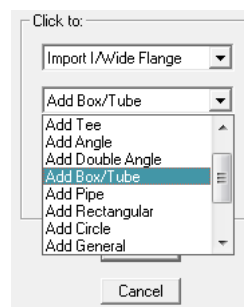


Ilustración N° 36. Pestaña para añadir nueva sección

En este cuadro de dialogo se debe ingresar dimensiones y propiedades de la viga

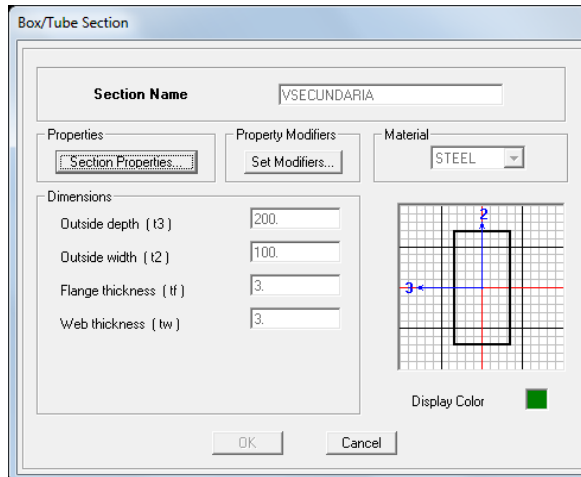


Ilustración N° 37. Cuadro características de la sección

6.7.9.4 Definir secciones área

6.7.9.4.1 Losa Alivianada bidireccional

Losa equivalente de una losa alivianada para modelo

Se debe crear una placa que transmita las cargas a las vigas y a las columnas. Así que se va a modelar una losa maciza. Para conseguir la aplicación de una losa nervada bidireccional, se puede realizar mediante una aplicación de losa maciza que sea equivalente.

A continuación se detallará el método para encontrar la altura de la losa maciza equivalente.

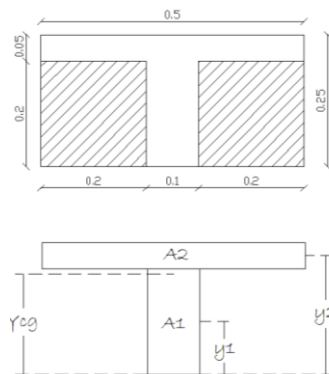


Figura N° 46. Modelo de losa equivalente

$$A1=10\text{cm}\cdot 20\text{cm}=200\text{cm}^2$$

$$A2=5\text{cm}\cdot 50\text{cm}=250\text{cm}^2$$

- $Y_{cg} = \frac{\sum M}{\sum A}$

$\sum M$: Sumatoria de momentos desde la fibra inferior de la nervadura.

$\sum A$: Sumatoria de áreas (nervio y loseta).

- $Y_{cg} = \frac{(A1\cdot Y1)+(A2\cdot Y2)}{A1+A2}$

$$Y_{cg} = \frac{(200\text{ cm}^2 \cdot 10\text{ cm}) + (250\text{ cm}^2 \cdot 22,5\text{ cm})}{200\text{ cm}^2 + 250\text{ cm}^2}$$

$$Y_{cg} = 16,94\text{ cm}$$

Calculo de inercias:

- $I_{cg} = I_{cg1} + I_{cg2}$

$$I_{cg} = \left(\frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + \left[A_1 \cdot (Y_{cg} - y_1)^2 \right] \right) + \left(\frac{b_2 \cdot h_2^3}{12} + \left[A_2 \cdot (y_2 - Y_{cg})^2 \right] \right)$$

$$I_{cg} = \left(\frac{10 \cdot 20^3}{12} + [200\text{cm}^2 \cdot (16,94\text{cm} - 10\text{cm})^2] \right) + \left(\frac{50 \cdot 5^3}{12} + [250\text{cm}^2 \cdot (22,5\text{cm} - 16,94)^2] \right)$$

$$I_{cg} = 24548,62\text{ cm}^4$$



Figura N° 47. Losa equivalente

- $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$

$$h = \sqrt[3]{\frac{12 * I}{b}}$$

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 * 24548,62 \text{ cm}^4}{50}}$$

$$h_{eq} = 18,06 \text{ cm.}$$

Para crear la membrana que va a representar a la losa, se debe proceder de la siguiente manera:

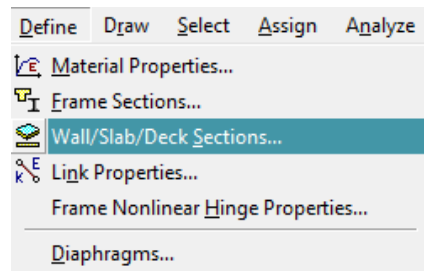


Ilustración N° 38. Cuadro definición de secciones Wall/Slab/Deck

En la siguiente lista escoger Slab, la cual permite modelar como losa maciza.

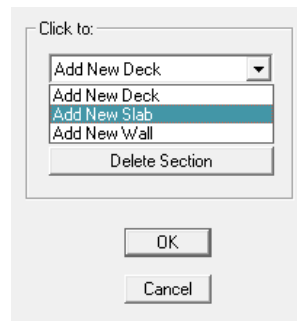


Ilustración N° 39. Pestaña para añadir una sección slab

En **Membrane** y **Bending** colocar el espesor de losa maciza. Posteriormente activar la opción **Membrana**, Presionar Ok

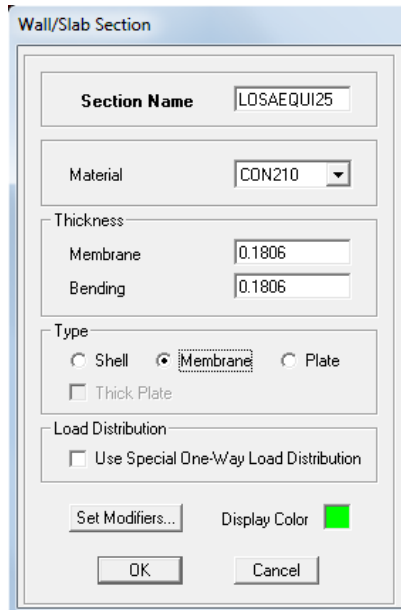


Ilustración N° 40. Cuadro características de la sección Wall/Slab

Hacer clic sobre Set Modifiers.

Cambiar factores de Momento de Inercia de acuerdo, a los momento de Inercia por Agrietamiento que dispone el Código en el artículo 6.1.2.1 del CEC, parte I, (Capítulo 12).

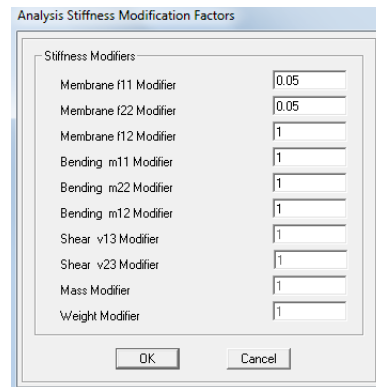


Ilustración N° 41. Cuadro de factores de modificación para el análisis

6.7.9.4.2 Losa maciza del volado

Se define de la misma manera con un espesor de 10cm, tipo Membrana

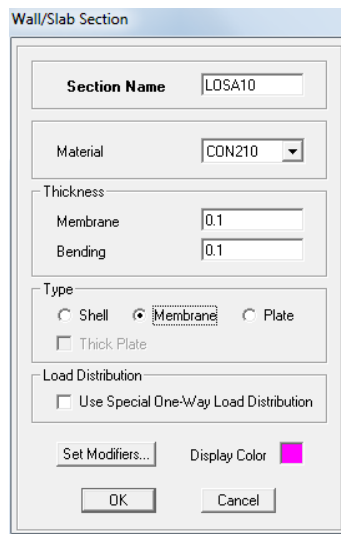


Ilustración N° 42. Cuadro características de la sección Wall/Slab

Hacer clic sobre Set Modifiers.

Cambiar factores de Momento de Inercia de acuerdo, a los momento de Inercia por Agrietamiento que dispone el Código en el artículo 6.1.2.1 del CEC, parte I, (Capítulo 12).

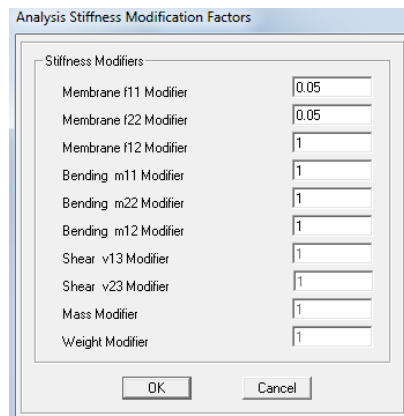


Ilustración N° 43. Cuadro de factores de modificación para el análisis

6.7.9.4.3 Losa con placa Colaborante

Para crear la placa con las características descritas se procede de la siguiente manera:

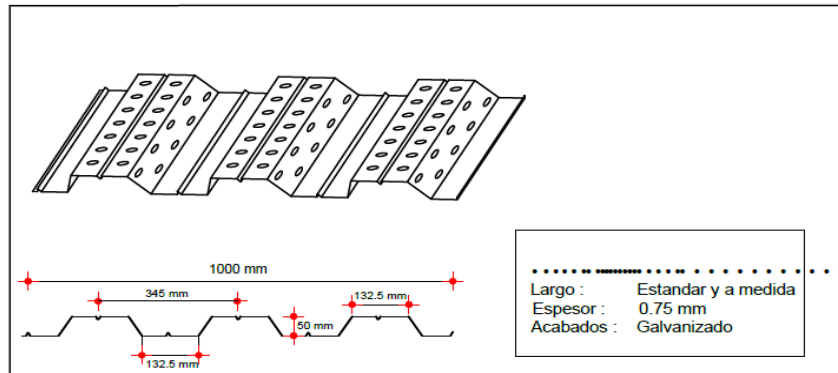


Figura N° 48. Características técnicas placa colaborante

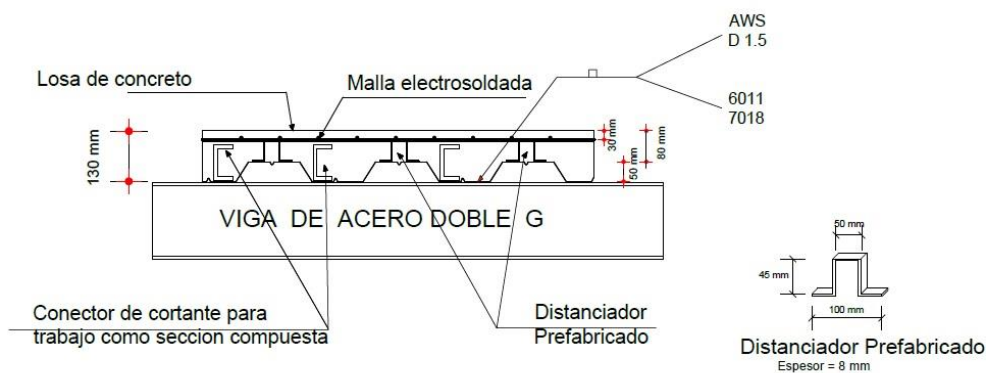


Figura N° 49. Detalle constructivo placa colaborante

Define:

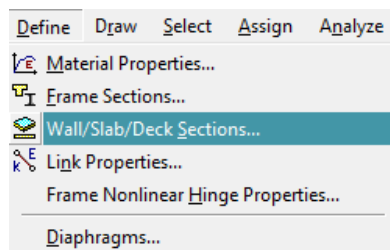


Ilustración N° 44. Cuadro definición de secciones Wall/Slab/Deck

En la siguiente lista escoger Add New Deck.

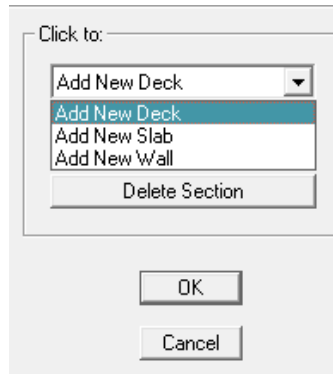


Ilustración N° 45. Pestaña para añadir sección Deck

Las dimensiones están expresadas en kgf-mm para concordar con las especificaciones

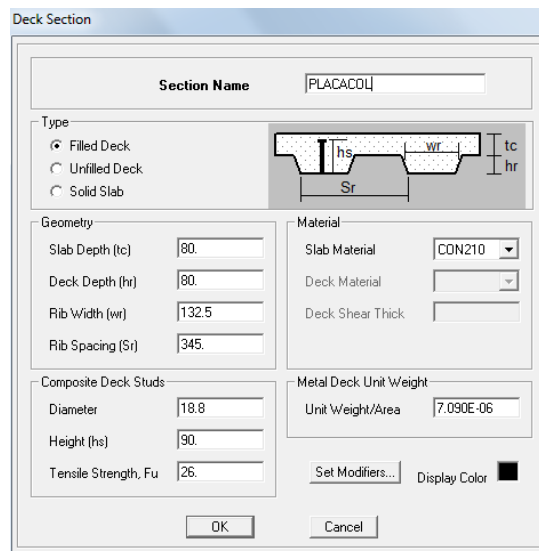


Ilustración N° 46. Cuadro características de la sección Deck

Las losas no serán diseñadas en el etabs, pero es necesario modelarlas para distribuir las cargas, considerar su peso y analizar el comportamiento de la estructura en conjunto.

Es importante que la losa sea definida como membrana, para la transmisión directa de las cargas a las vigas.

6.7.9.4.4 Muro del ascensor

Para crear el muro se define:

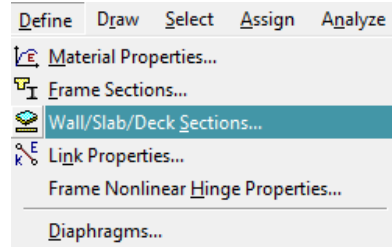


Ilustración N° 47. Cuadro definición de secciones Wall/Slab/Deck

En la siguiente lista escoger Add New Wall.

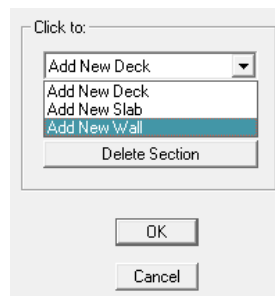


Ilustración N° 48. Pestaña para añadir sección Wall

Se determina las características del muro de 20 cm tipo shell

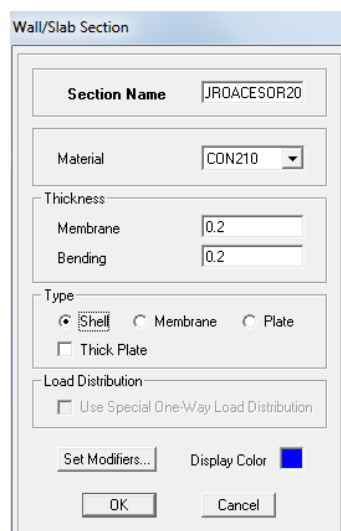


Ilustración N° 49. Cuadro características de la sección Wall

6.7.9.4.5 Muro de sótano

Para crear el muro se define:

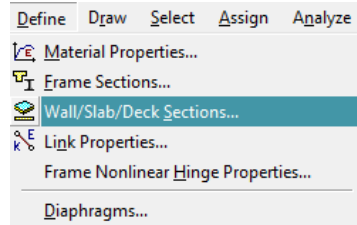


Ilustración N° 50. Cuadro definición de secciones Wall/Slab/Deck

En la siguiente lista escoger Add New Wall

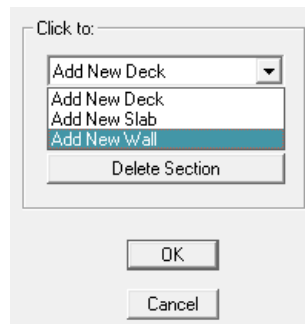


Ilustración N° 51. Pestaña para añadir sección Wall

Se determina las características del muro de 25 cm tipo shell

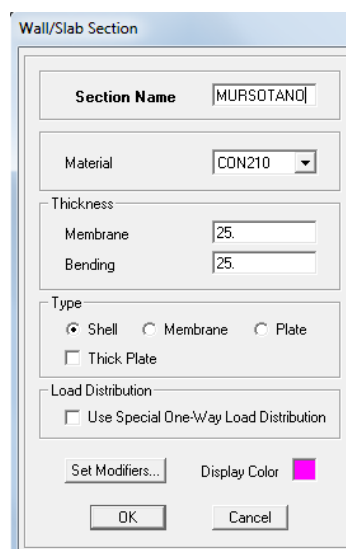


Ilustración N° 52. Cuadro características de la sección Wall

Hacer clic sobre Set Modifiers.

Cambiar factores de Momento de Inercia de acuerdo, al momento de Inercia por Agrietamiento que dispone el Código en el artículo 6.1.2.1 del CEC, parte I, (Capítulo 12).

Para el caso de muros estructurales, los valores de inercia agrietada tomarán el valor de $0,6 I_g$ y se aplicarán únicamente en los dos primeros pisos de la edificación (para estructuras sin subsuelos) o en los dos primeros pisos y en el primer subsuelo (para estructuras con subsuelos).

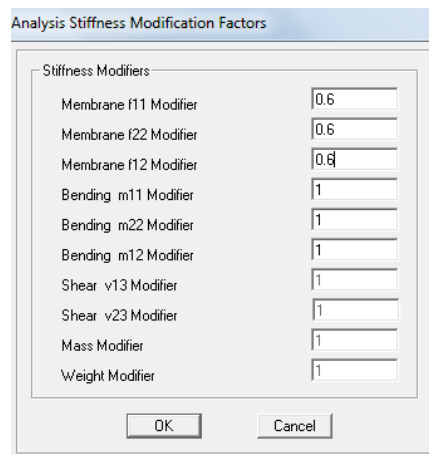


Ilustración N° 53. Cuadro de factores de modificación para el análisis

6.7.9.4.6 Gradadas

En el modelo de Etabs será necesario establecer una placa de espesor equivalente a las gradadas.

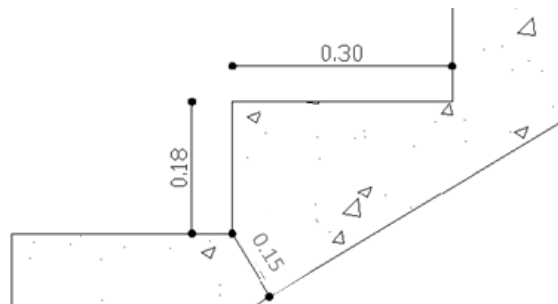


Figura N° 50. Dimensiones de gradadas

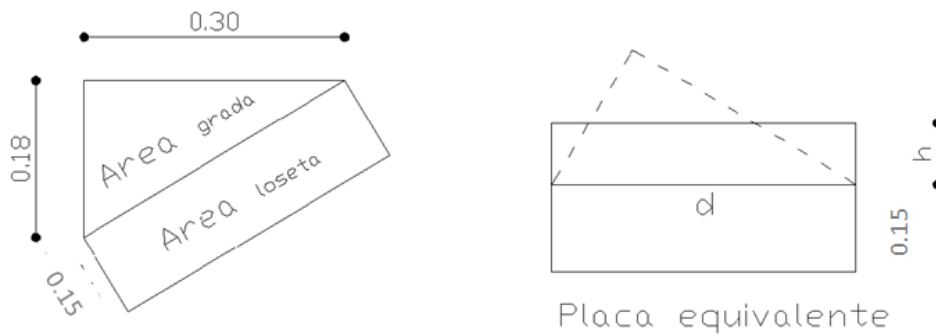


Figura N° 51. Área equivalente para gradas

Para transformar en una placa equivalente se debe, calcular el área del triángulo que forma la grada.

$$Area_{grada} = \frac{0,30 * 0,18}{2}$$

$$Area_{grada} = 0,027m^2$$

Para calcular “h” de equivalencia, se necesita la distancia “d”.

$$d = \sqrt{(0,18)^2 + (0,30)^2}$$

$$d = 0,3498 m$$

Si se Iguala áreas de triángulo y rectángulo para obtener equivalencia tenemos:

$$Area\ grada\ triángulo = Area\ de\ grada\ rectángulo$$

$$0,027m^2 = d * h$$

$$h = \frac{0,027m^2}{d}$$

$$h = \frac{0,027m^2}{0,3498 m}$$

$$h = 0,0772 m$$

Entonces altura o espesor total de la placa equivalente sería:

$$\text{espesor} = h + 0,15 \text{ m}$$

$$\text{espesor} = 0,0772 + 0,15 \text{ m}$$

$$\text{espesor} = 0,23 \text{ m} = 23\text{cm}$$

Para crear la rampa en etabs se define:

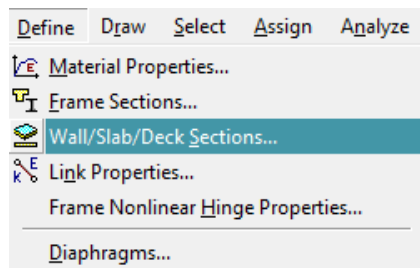


Ilustración N° 54. Cuadro definición de secciones Wall/Slab/Deck

En la siguiente lista escoger Add New Slab

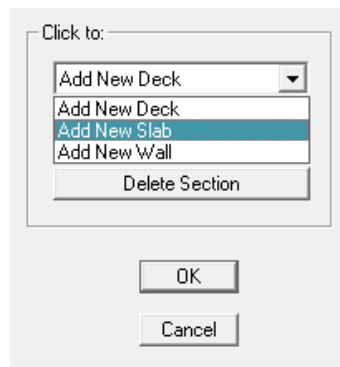


Ilustración N° 55. Pestaña para añadir sección Slab

Se determina las características de la rampa de 23 cm, tipo shell

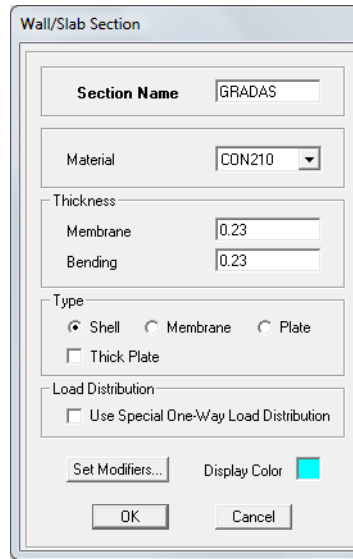


Ilustración N° 56. Cuadro características de la sección Slab

6.7.9.5 Dibujo y trazado de la estructura

Para colocar vigas y columnas de la estructura en la malla, hacer clic por recomendación en

Similar Stories ubicado en la parte derecha inferior del ETABS; para el caso pertinente.




Ilustración N° 57. Pestaña auxiliar pisos similares


- One Story:** Esta opción permite que cualquier modificación que se efectúe únicamente en la planta que se encuentre en uso o activada.
- All Stories:** Cualquier modificación se realizará en todos los pisos.
- Similar Stories:** Los cambios realizados harán efecto sobre los pisos activados como similares en base a un piso máster o patrón.

6.7.9.5.1 Colocación de vigas

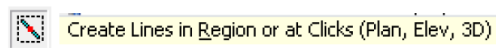
6.7.9.5.1.1 Vigas primarias de hormigón

En la barra izquierda del Etabs se localizan las siguientes funciones:

 Coloca la vigas marcando de nudo a nudo. (Se utiliza cuando la estructura está compuesta por vigas que son diagonales, es decir para vigas diferentes a 0 y 90°)

 Con este ícono dibujaremos únicamente marcando sobre la plantilla de la viga.

En esta estructura se recomienda utilizar el siguiente:



En el cuadro de Propiedades del Objeto, escoger la propiedad del elemento frame, que representa a la viga que se desea ubicar sobre la malla.

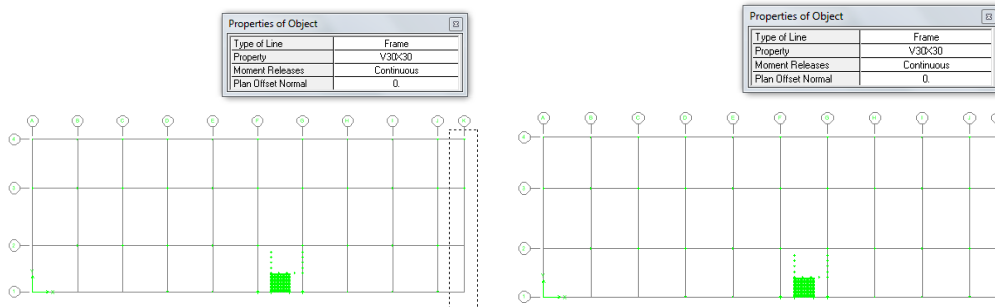
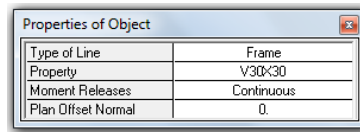


Ilustración N° 58. Proceso de colocación de vigas principales

Este proceso es iterativo con el resto de vigas a ubicarse sobre la malla.

6.7.9.5.1.2 Vigas secundarias de acero

En la barra izquierda del Etabs se localizan la siguiente función:

Create Secondary Beams in Region or at Clicks (Plan)

En el cuadro de Propiedades del Objeto, escoger la propiedad del elemento frame, que representa a la viga secundaria, colocar el número de vigas y Asegúrese que el ítem Approx. Orientation en la caja Properties of Object esta en paralelo a Y o R.

Property	VSECUNDARIA
Moment Releases	Pinned
Spacing	No. of Beams
No. of Beams	2
Approx. Orientation	Parallel to Y or R

Ilustración N° 59. Cuadro propiedades del objeto

Hacer click una vez en el vano delimitado por los ejes

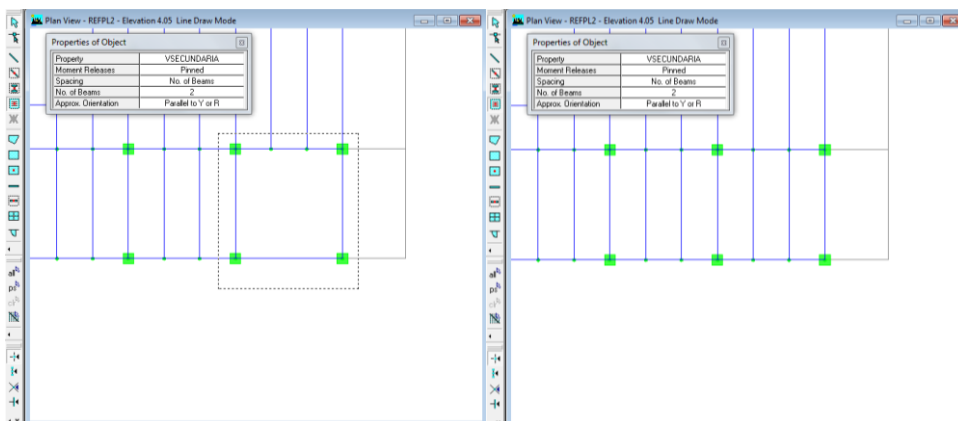


Ilustración N° 60. Proceso de colocación de vigas secundarias

Dibujar el resto de vigas secundarias en solo una acción, seleccionando un área alrededor de los vanos donde las vigas secundarias serán adicionadas

6.7.9.5.2 Colocación de columnas

Activar Similar Stories, para que al crear las columnas se lo haga en todos los pisos de secciones similares

Clic en:



Create Columns in Region or at Clicks (Plan)

Posteriormente en Property escoger la sección de columna a dibujar COLUMNA55x55.

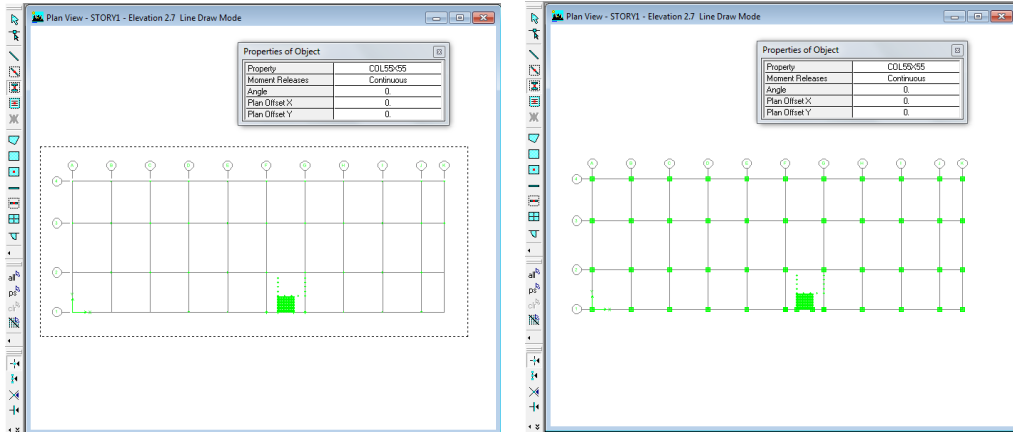


Ilustración N° 61. Proceso de colocación de columnas

Si existiera otro tipo de columnas seleccionar sobre la pestaña de opción de propiedades.

En caso de que las columnas ascendieran a un piso que no debían solo marcar los tramos de excedente y suprimir.

6.7.9.5.3 Restricciones

Para asignar la restricción correspondiente a las bases de las columnas, dirigirse a la planta baja, con estos comandos, y marcamos toda la planta.

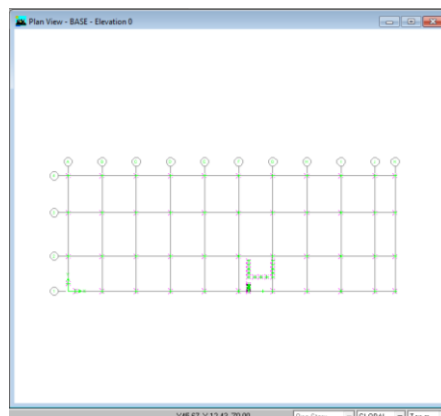
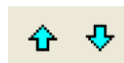


Ilustración N° 62. Pestaña de desplazamiento por niveles

Clic en Assign

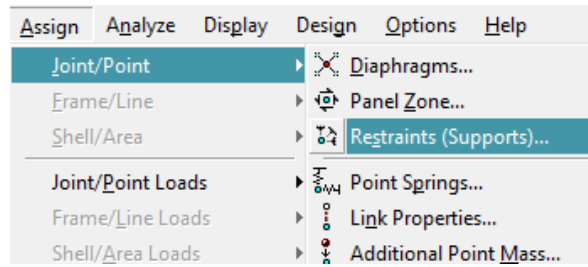


Ilustración N° 63. Cuadro de asignación de restricciones

Marcar el icono de empotramiento, o elegir todas las opciones. Presionar Ok

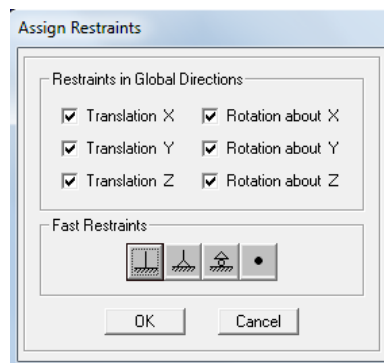



Ilustración N° 64. Cuadro tipos de restricciones

6.7.9.5.4 Dibujar elementos área

Ubicarse en el piso que se desea asignar la losa. Se recomienda aplicar pisos similares para el caso pertinente.

Clic en:

 Create Areas at Click (Plan, Elev) Rectangulares

 Draw Areas (Plan, Elev, 3D) Irregulares

Para crear losas hacer en cada uno de los tableros.

-Equivalente Alivianada

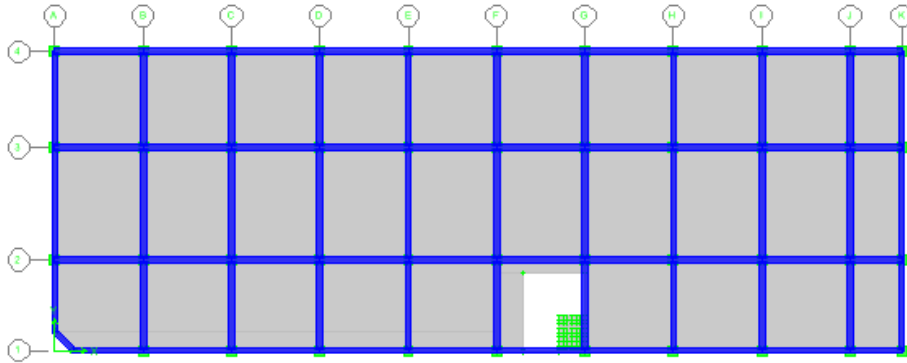
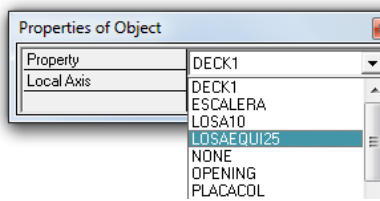


Ilustración N° 65. Asignación de losa equivalente

-Losa entrepiso placa Colaborante

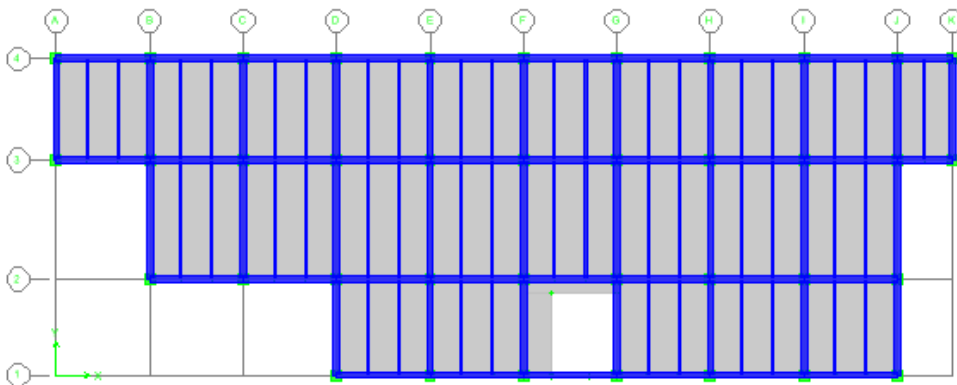
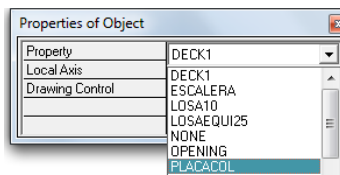


Ilustración N° 66. Asignación de losa con placa deck

-Losa volado

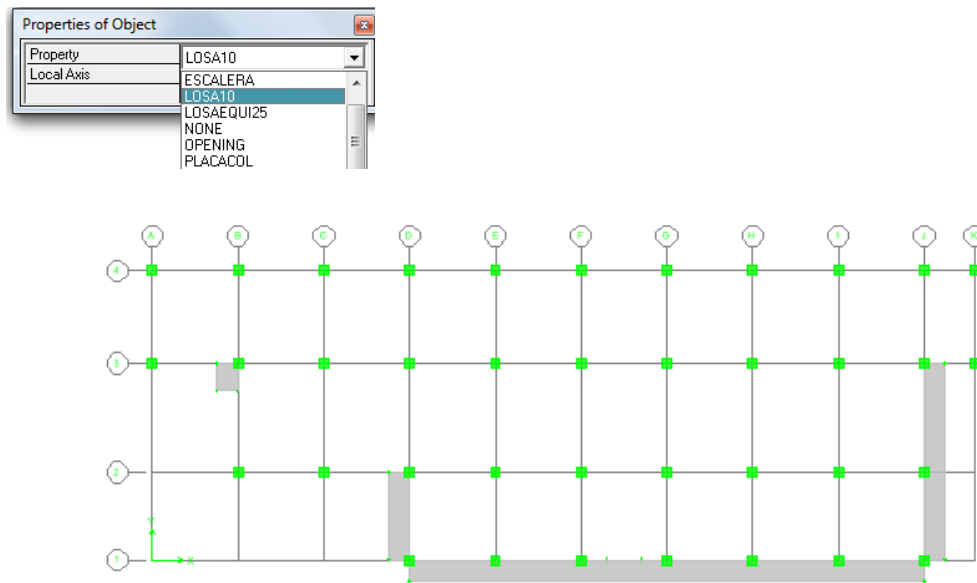


Ilustración N° 67. Asignación de losa de volado

- Gradadas:

Para ingresar gradadas se debe crear una malla en elevación y puntos de referencia en planta las cuales permitirán colocar las escaleras.

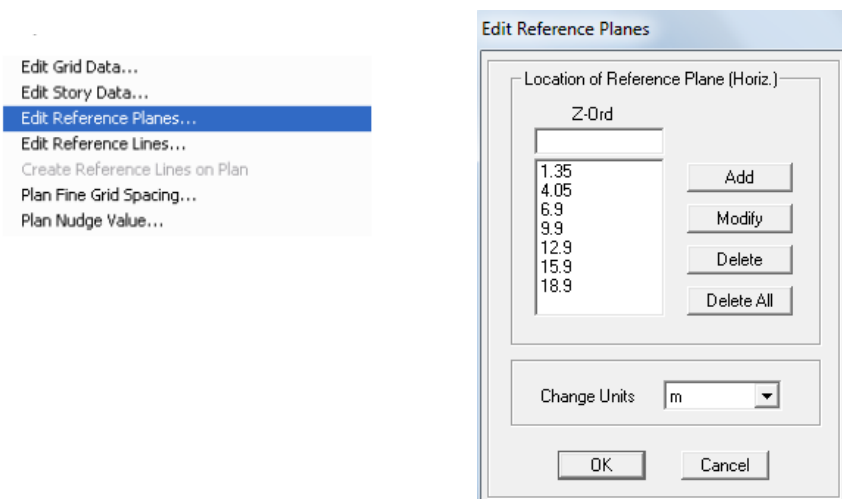


Ilustración N° 68. Cuadro para crear líneas auxiliares

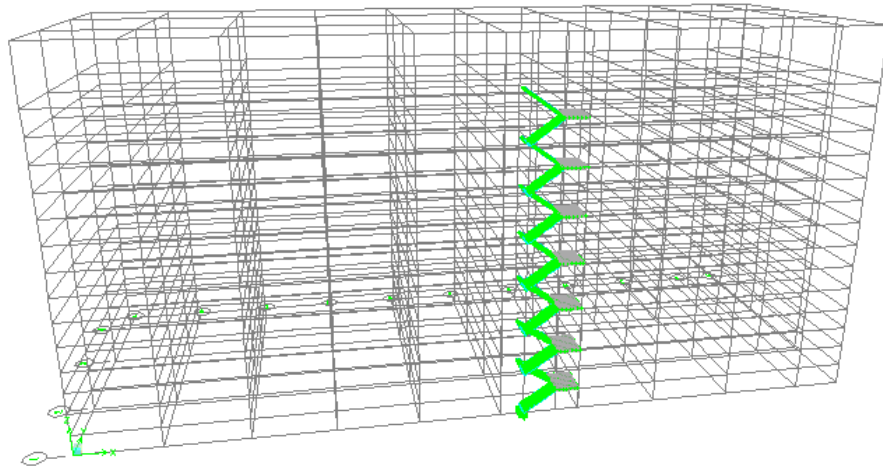


Ilustración N° 69. Vista tridimensional de las gradas

- Muro Ascensor:

Ubicarse en el piso que se desea asignar el muro. Se recomienda aplicar todos los pisos

Clic en:



Seleccionamos Pier

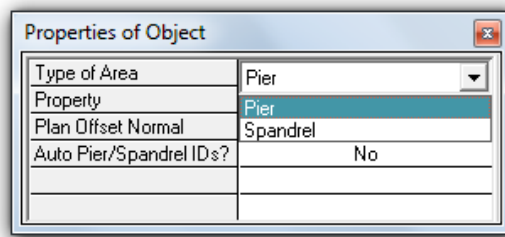


Ilustración N° 70. Cuadro de propiedades del objeto (Pier)

Y Señalamos en donde se ubicara el muro.

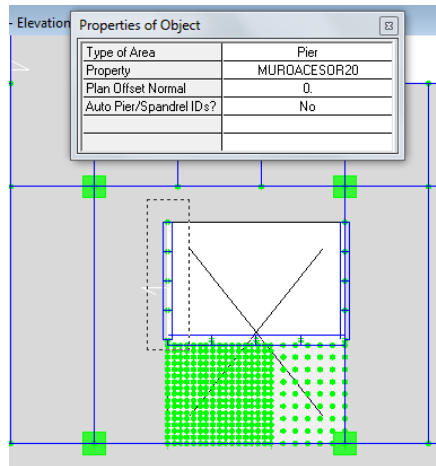


Ilustración N° 71. Proceso de colocación del muro de ascensor

- Muro sótano:

Ubicarse en el piso que se desea asignar el muro.

Clic en:



Seleccionamos Spandrel

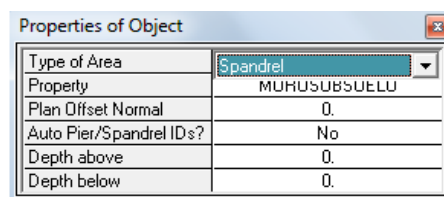


Ilustración N° 72. Cuadro de propiedades del objeto (Spandrel)

Y Señalamos en donde se ubicara el muro de sótano.

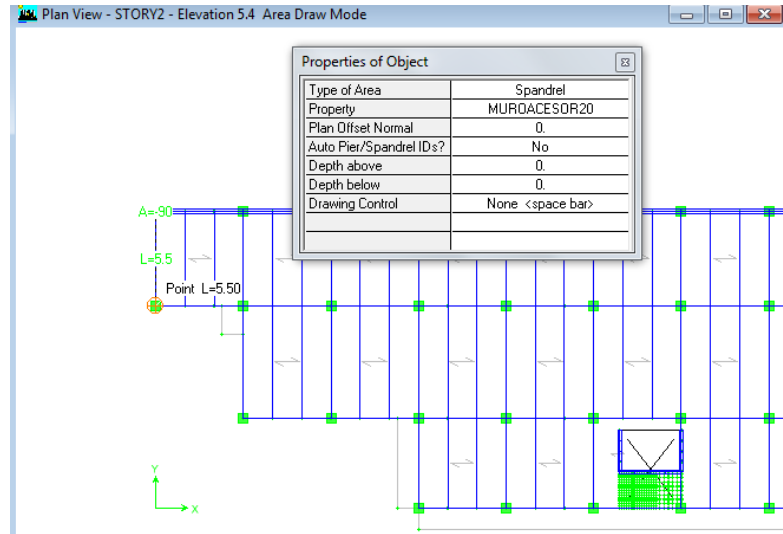


Ilustración N° 73. Proceso de colocación del muro de sótano

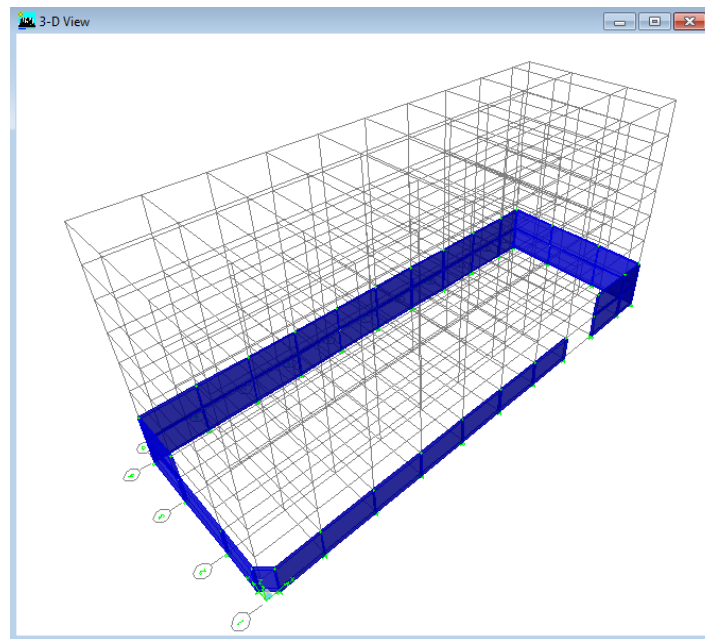


Ilustración N° 74. Vista tridimensional de la colocación del muro de sótano

Damos restricciones al muro de sótano, debido a que se encuentra restringido a movimiento por el suelo.

Para asignar la restricción correspondiente al muro de sótano, dirigirse a los puntos de contacto con el suelo y marcarlos.

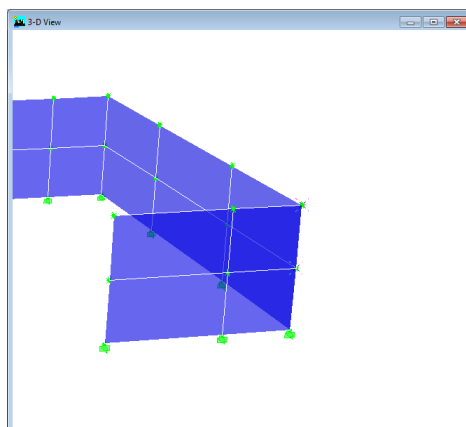


Ilustración N° 75. Asignación de restricciones en el muro de sótano
Clic en Assign

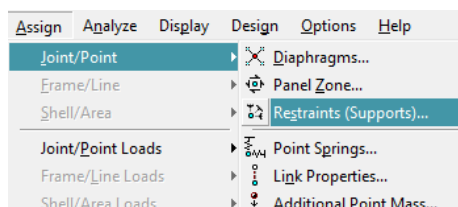


Ilustración N° 76. Cuadro de dialogo asignación de restricciones.

Marcar el icono de translation x,y o translation x o translation y, según sea el caso.
Presionar Ok

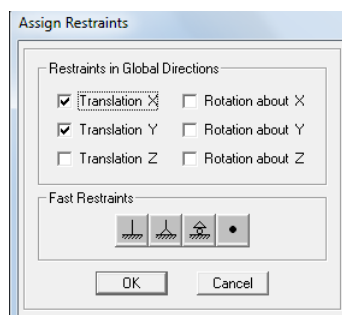


Ilustración N° 77. Cuadro tipos de restricciones

6.7.9.6 Estados de carga

En este paso debemos definir los tipos cargas externas a la estructura como son las cargas vivas, peso propio, las cargas permanentes adicionales acabados y de pared, y las cargas de sismo en las direcciones X y Y.

Para ingresar los estados de carga se debe efectuar lo siguiente:

Define:

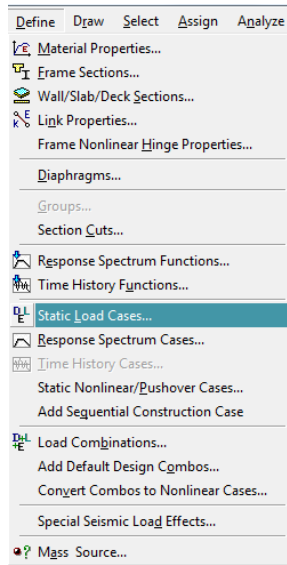


Ilustración N° 78. Cuadro definir casos de carga estática

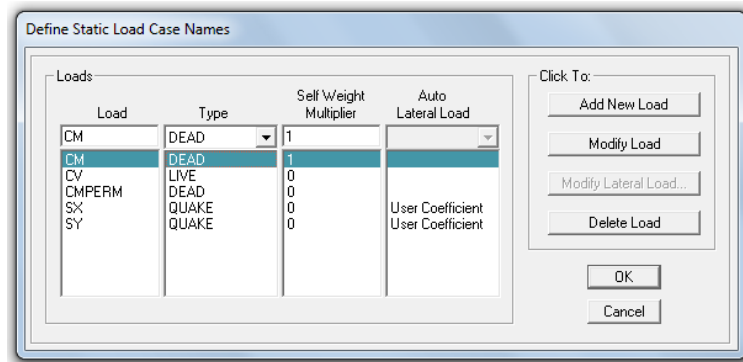


Ilustración N° 79. Cuadro definir tipos de carga

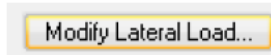
Ingresar los estados de carga con la identificación, tipo de carga, posteriormente hacer click en add Neww Load

Para la carga muerta CM en el casillero Self weight multipler colocar 1 para que el programa calcule el peso propio de los elementos estructurales.

Para agregar cargas sísmicas tanto en sentido “X” como en “Y”, se debe digitar una denominación para reconocer a futuro el caso de carga y posteriormente, en el

menú desplegable Type, seleccionar QUAKE, mientras tanto que en Auto Lateral Load, escoger User Coefficient. Finalmente hacer clic sobre Add New Load.

Para modificar cargas sísmicas, hacer clic sobre:



Activar X Dir + Eccen Y, con un **porcentaje de excentricidad accidental** del 5%
Ecc Ratio (all Diaph.) = 0.05 (esto se refiere a un incremento en 5% de radio en el punto donde se ubica el centro de masas). Por otra parte para ingresar coeficiente de **cortante basal**, en las cargas sísmicas tanto CSX, como CSY, se debe ingresar el valor en el casillero en blanco correspondiente a; “Case Shear Coefficient, C”

Coficiente de cortante basal (CEC-2002)

El coeficiente determinado para el modelo que se va analizar de acuerdo al CEC-2002 es $V=0,0876W$, este valor se colocara en la sección donde se modifica la carga lateral, se debe tomar en cuenta el sentido en el que actúa, el porcentaje de excentricidad admitido por la norma, y desde que piso hasta que piso de la estructura actúa, en nuestro caso del nivel 2,70 m hasta el nivel 23,84 m.

Para Sx:

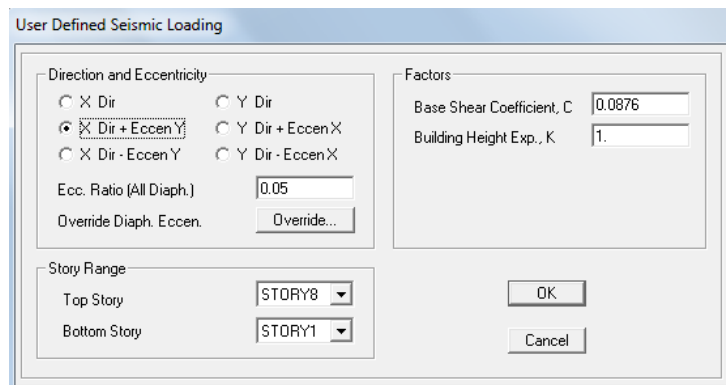


Ilustración N° 80. Cuadro definir cargas sísmicas Sx

Para Sy:

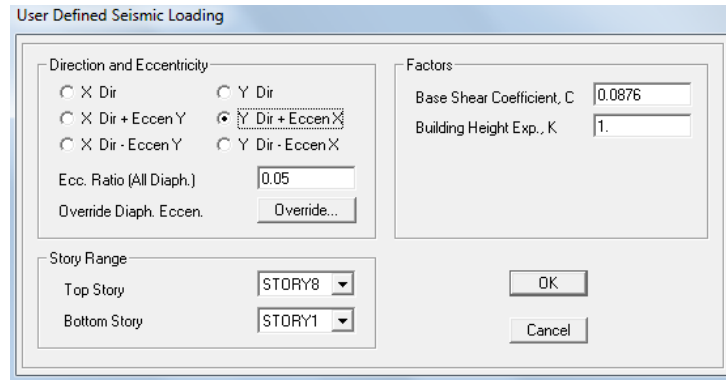


Ilustración N° 81. Cuadro definir cargas sísmicas Sy

6.7.9.7 Asignación de cargas

Debemos seleccionar cada tipo de losas y asignar su respectiva carga siendo estas las siguientes:

RESUMEN CV kg/m ²		
NIVELES	CV Kg/m ₂	TIPO DE LOSA
+21,14	100	Deck y Maciza
+17,70	200	Deck y Maciza
+14,70	200	Deck y Maciza
+11,70	200	Deck y Maciza
+8,70	200	Deck y Maciza
+5,70	200	Deck y Maciza
+2,70	200	Deck y Maciza
+0,00	500	Alivianada equivalente
Gradas	200	Rampa

TABLA 35. Resumen de cargas vivas para el diseño

RESUMEN PESOS ADICIONALES CM								
PESOS	W_{CMlosa} adicional kg/m^2		$W_{CMpared}$ adicional kg/m^2		W_{CM} Sala de maquina adicional	CM PERMA kg/m^2		
	Losa de cubierta (alivianada) (deck)	Losa de volado	Losa de cubierta	Losa tapagrada		Losa tapagrada	Losa de cubierta	Losa de volado
+21,14	116		41,21	59,64	302	361,64	157,21	
+17,70	116	94	155,72				271,72	249,72
+14,70	116	94	277,84				393,84	371,84
+11,70	116	94	277,84				393,84	371,84
+8,70	116	94	277,84				393,84	371,84
+5,70	116	94	277,84				393,84	371,84
+2,70	116	94	256,48				372,48	350,48
+0,00	166						166,00	

TABLA 36. Resumen de cargas adicionales para el diseño

6.7.9.7.1 Carga muerta adicional CMPERMA

Seleccionamos la losa de cada nivel

En este caso por motivo de demostracion la del tapagrada

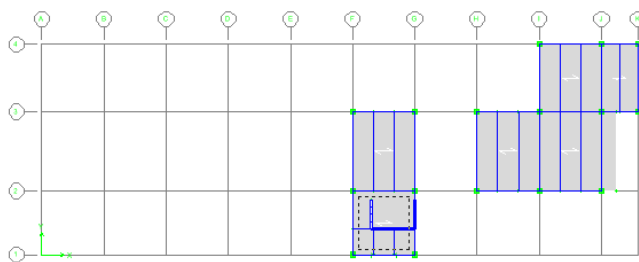


Ilustración N° 82. Selección para asignación de cargas adicionales

Ya seleccionado el elemento damos clic en Assign/Shell/ÁreaLoads/Uniform... escogemos el tipo de carga que vamos asignar y colocamos el valor y reemplazamos, si es el caso:

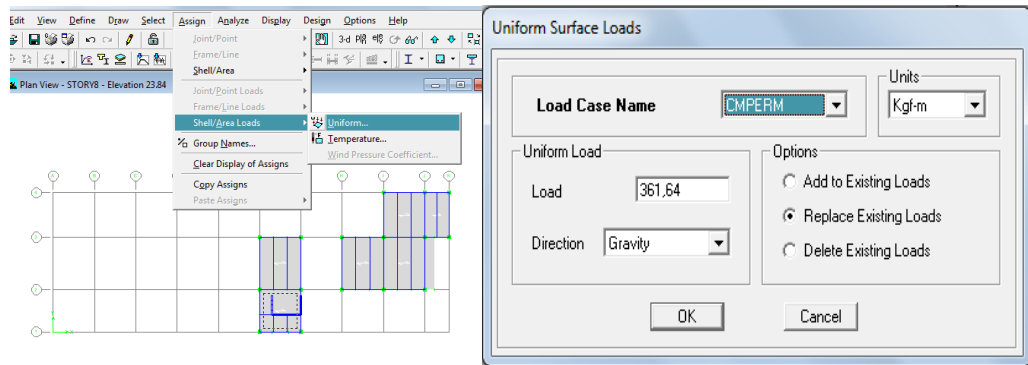
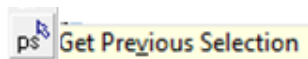


Ilustración N° 83. Asignación de cargas adicionales

6.7.9.7.2 Carga Viva CV

Damos click en



Se nos vuelve a marcar la losa del tapagrada

Ya seleccionado el elemento damos clic en Assign/Shell/ÁreaLoads/Uniform... escogemos el tipo de carga que vamos asignar y colocamos el valor y reemplazamos, si es el caso:

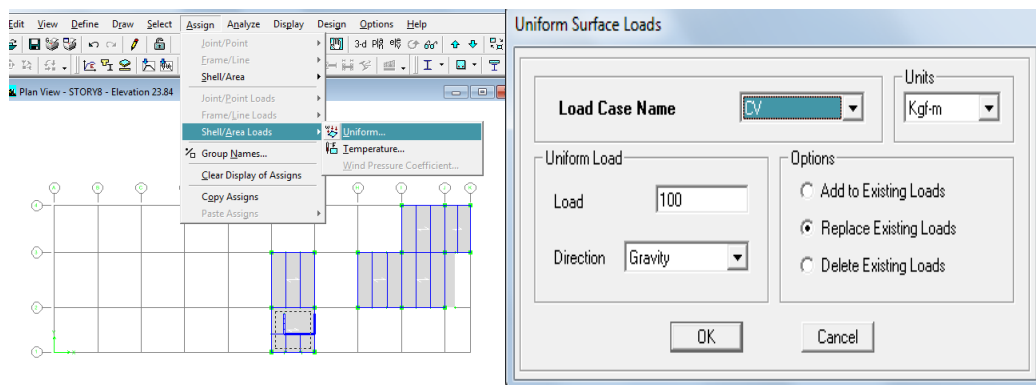


Ilustración N° 84. Asignación de carga viva

El programa nos muestra el valor de carga asignado en los elementos estructurales:

6.7.9.8 Definir diafragmas

Seleccionar cada planta y asignar diafragmas

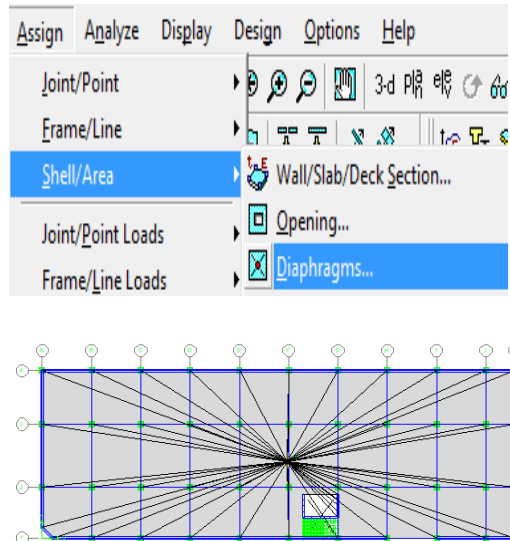


Ilustración N° 85. Cuadro asignar diafragma a una sección Shell/Área

6.7.9.9 Definir combinaciones de carga

6.7.9.9.1 Combinaciones para el modelo basado en CEC-2002

Combinaciones de carga a definir son:

$$\text{COMB1}=1,4\text{D}+1,7\text{L}$$

$$\text{COMB2}=1,05\text{D}+1,275\text{L}+1,4\text{SX}$$

$$\text{COMB3}=1,05\text{D}+1,275\text{L}-1,4\text{SX}$$

$$\text{COMB4}=1,05\text{D}+1,275\text{L}+1,4\text{SY}$$

$$\text{COMB5}=1,05\text{D}+1,275\text{L}-1,4\text{SY}$$

$$\text{COMB6}=0,9\text{D}+1,4\text{SX}$$

$$\text{COMB7}=0,9\text{D}-1,4\text{SX}$$

$$\text{COMB8}=0,9\text{D}+1,4\text{SY}$$

$$\text{COMB9}=0,9\text{D}-1,4\text{SY}$$

A más de estas combinaciones se creara una combinación ENVOLVENTE, será la COMB10 ya que esta reúne los valores más altos de todas las combinaciones. Y se creara también una combinación que se la usará para las cimentaciones y será:

$$CIME1=1,0D+1,0L$$

Clic en Define, y seleccionar “Load Combinations...”

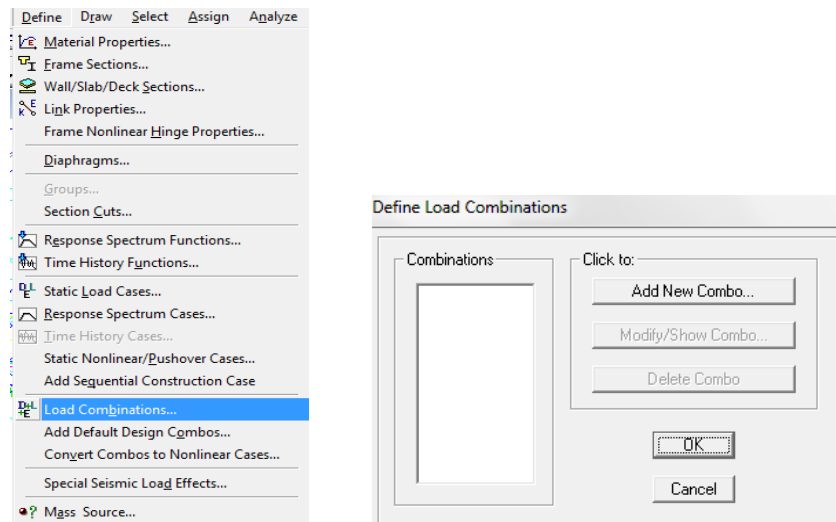


Ilustración N° 86. Cuadro definir combinación de cargas

Creación de la combinación 1, aquí debemos escoger el tipo de combinación ADD, y colocar los factores de carga que se expuso con anterioridad.

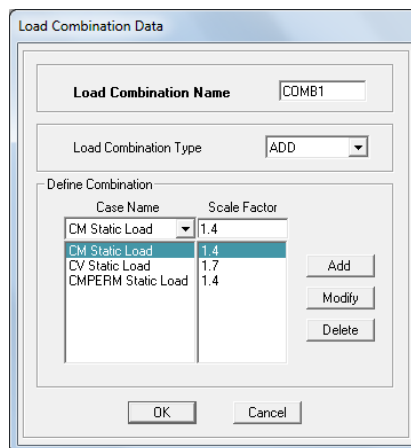


Ilustración N° 87. Cuadro definir cargas de la combinación

De igual manera se ingresará los factores de cada una de las combinaciones que vamos a utilizar:

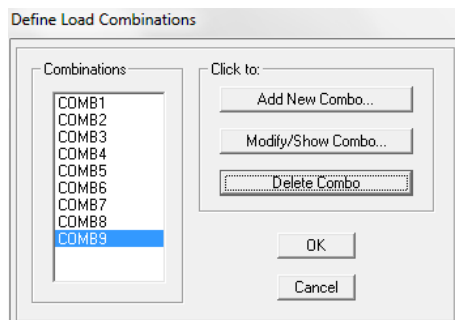


Ilustración N° 88. Cuadro definir datos de las combinaciones

Para la COMB10 se escogera el tipo de combinación ENVE de la siguiente manera.

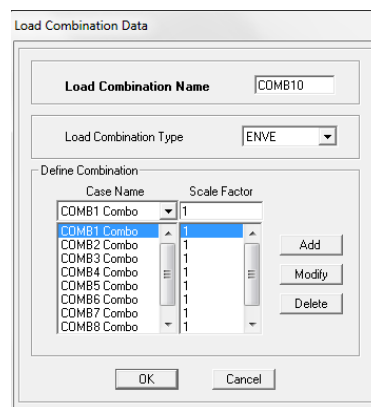


Ilustración N° 89. Cuadro definir combinación envolvente

6.7.9.10 Selección del código para el diseño

De acuerdo al año de aplicación de fórmulas para un diseño con (CEC-2002), se escogerá en el programa etabs el código ACI318-99

Para escoger el código de diseño procedemos de la siguiente manera:

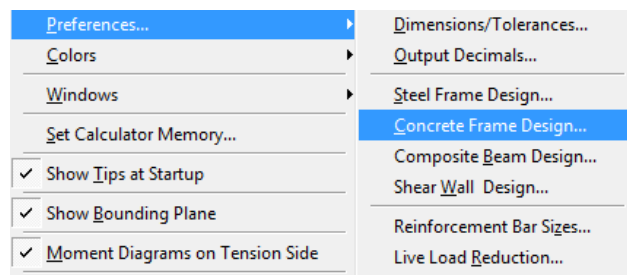


Ilustración N° 90. Cuadro selección de las preferencias del diseño

Aquí debemos seleccionar el código para el diseño:

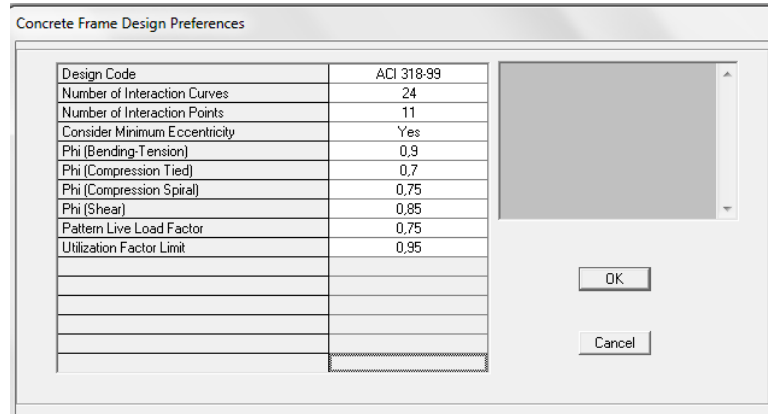


Ilustración N° 91. Cuadro selección de las preferencias del diseño

Presionamos OK.

Clic en Design:

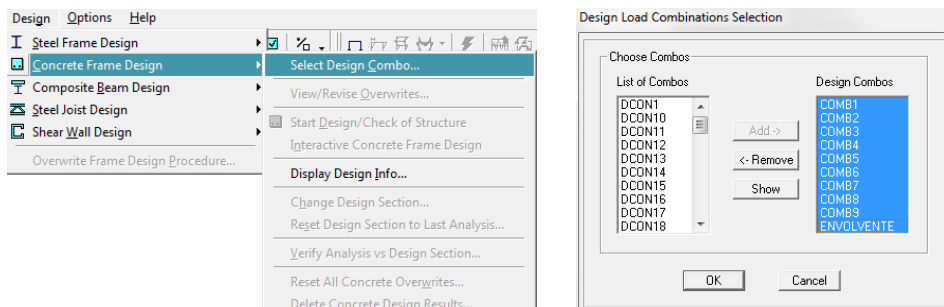


Ilustración N° 92. Cuadro selección de las combinaciones de carga para el diseño

Nótese que en la lista de “Design Combos” deben estar las combinaciones creadas anteriormente.

6.7.9.11 Cálculo del peso propio de la estructura

Para que el programa determine la masa de la estructura en los dos modelos se realizará la siguiente secuencia:

Clic en Define/ Mass Source, luego seleccionamos From loads, y añadimos las cargas a tomarse en cuenta para la cuantificación de la masa de la estructura:

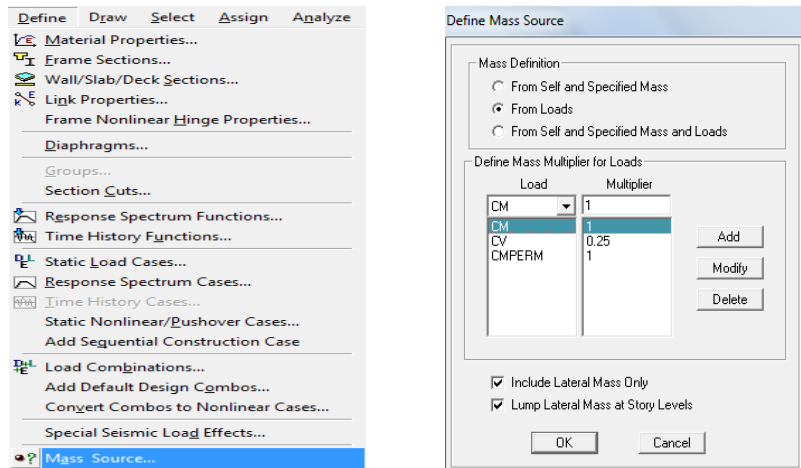


Ilustración N° 93. Cuadro definir fuente de la masa

6.7.9.12 Espectro de respuesta

Espectro de respuesta CEC-2002

Para este paso se debe tener una base de datos del espectro de respuesta, con formato .txt, debemos recordar que el cálculo de este espectro ya lo realizamos con anterioridad en el proceso de determinación de las cargas de sismo obtenido del CEC-2002, en la columna de la izquierda deben estar los valores de periodo, y en la columna derecha deben estar los valores del coeficiente C.

Para agregar la base de datos del espectro de respuesta, al ETABS, se debe realizar lo siguiente:

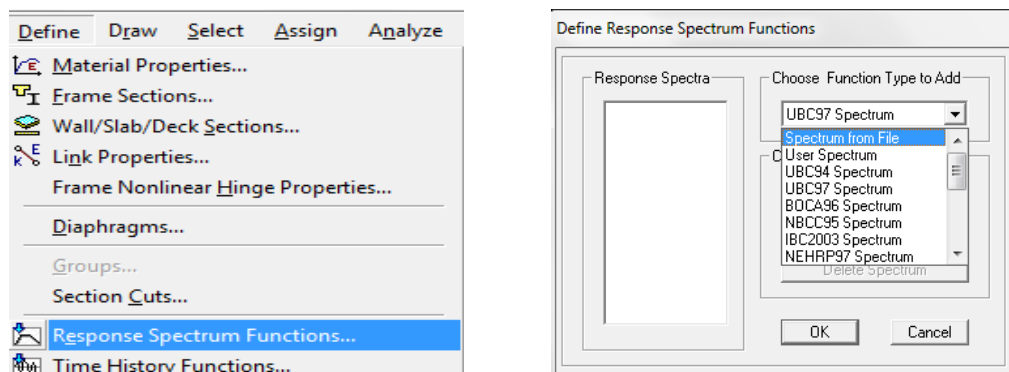


Ilustración N° 94. Cuadro definir fuente de la masa

Clic en “Spectrum from file...” ir a “Browse...” y buscar la ubicación del archivo de texto que contiene la base de datos del espectro elástico que deseamos cargar.

Ya encontrado debemos dar un valor del 5% en el coeficiente de amortiguamiento:

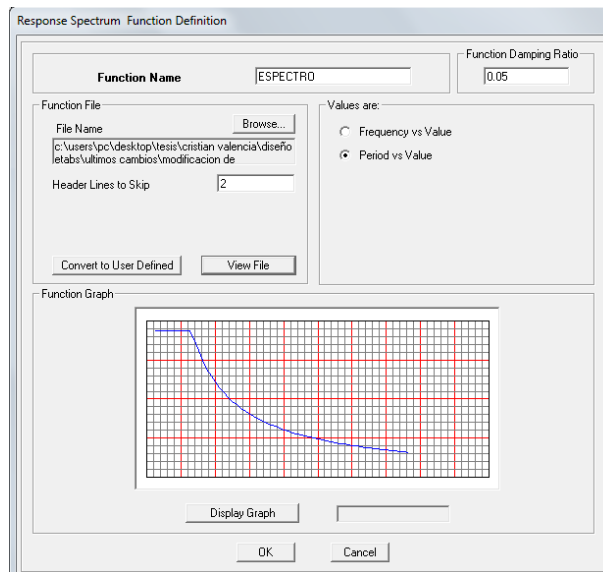


Ilustración N° 95. Cuadro definir función del espectro

Ingresar un nombre al Espectro de respuesta. Activar Period vs Value , donde en la primera columna, se ubica Período de Vibración “T” y en la segunda Columna los Valores de “C”.

Definir espectro:

El siguiente paso es definir los casos de análisis para espectro de respuesta y para eso se realiza:

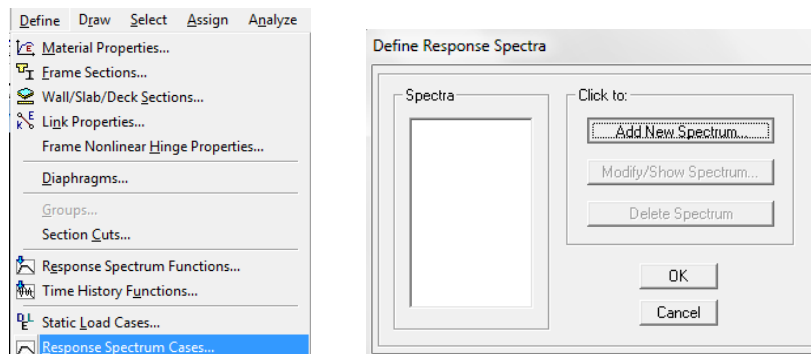


Ilustración N° 96. Cuadro definir casos de respuesta del espectro

En este paso vamos a definir los casos de espectro tanto en X, como en Y. y se debe llenar los casilleros de la forma descrita a continuación.

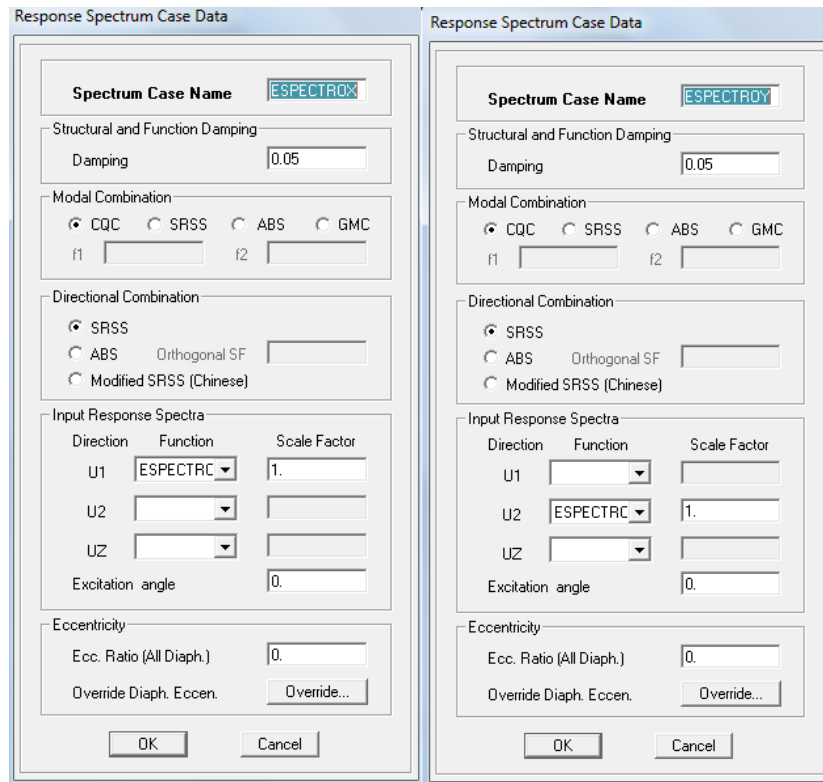


Ilustración N° 97. Casos de respuesta del espectro X-Y

6.7.9.13 Efectos de sismo trepidatorio

Es importante desactivar esta opción en ETABS para que en el diseño no se tome en cuenta sismos especiales, como el trepidatorio, que son sismos que se producen con un movimiento vertical, originando que aumente en gran porcentaje el área de acero e implique incrementar sección de columnas, sabiendo que el periodo de ocurrencia es relativamente bajo. Para no tomar en cuenta este parámetro en el diseño se debe realizar lo siguiente:

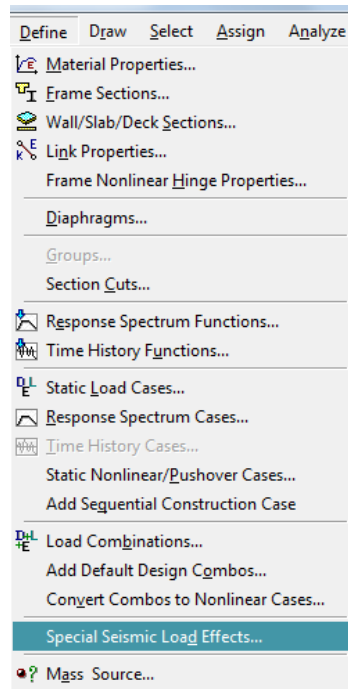


Ilustración N° 98. Cuadro definir efectos de sismos especiales

Activar la opción “Do Not Include Special Seismic Data”. Se recomienda activar esta función cuando se realice diseño estructural de edificios de mayor número de pisos.

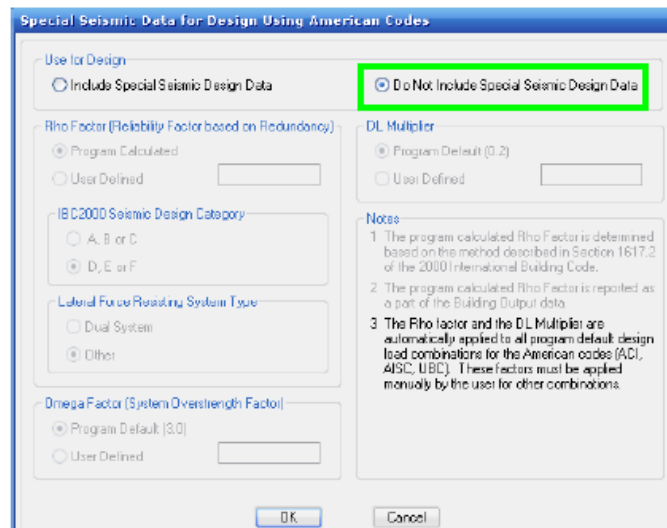


Ilustración N° 99. Cuadro definir propiedades de sismos especiales

Definir el número de modos de vibración se recomienda mínimo 3 por cada piso.

Para esto desplegamos el menú Analyze, escogemos la opción “Set Analysis Options”: Especificamos que nuestro analisis es en full 3D

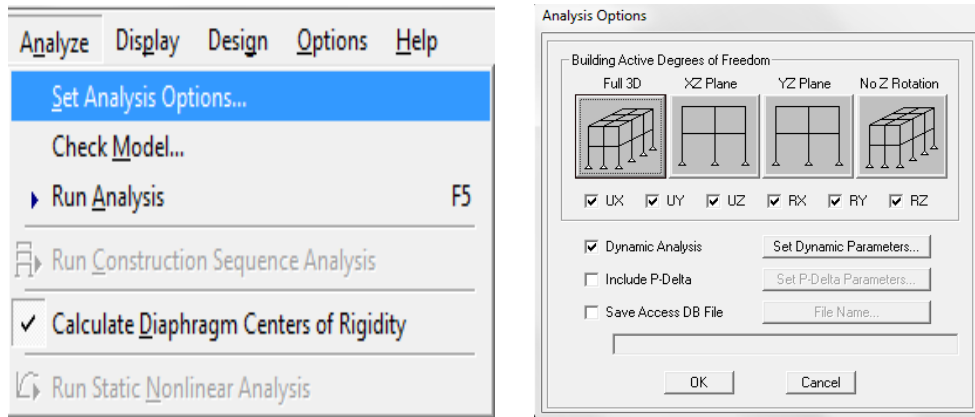


Ilustración N° 100. Cuadro de dialogo establecer opciones de análisis dinámico

Añadimos un Dynamic analysis y en los parámetros dinámicos especificamos 24 modos.

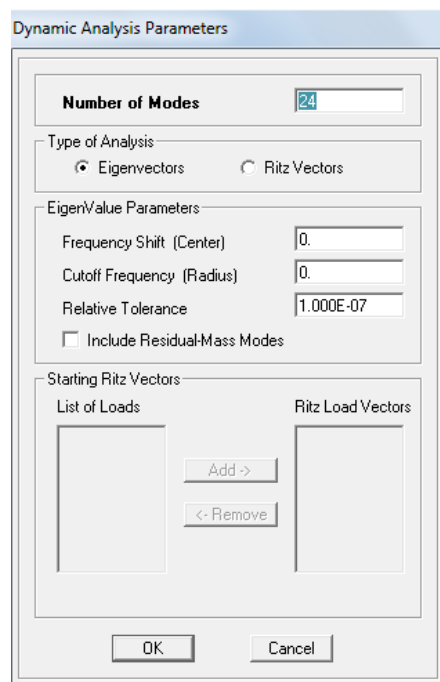


Ilustración N° 101. Cuadro de diálogo propiedades de análisis dinámico

También podemos incluir el efecto P-delta

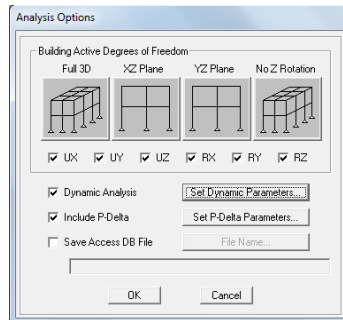


Ilustración N° 102. Cuadro de dialogo establecer opciones de análisis P-delta

Y en los parámetros especificar el efecto P-delta de una mera simple no iterativo basado en la masa.

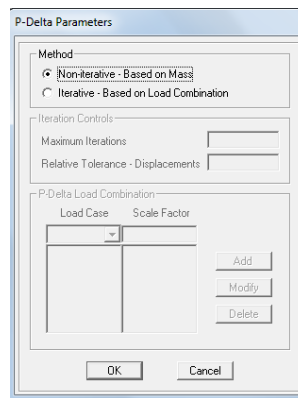


Ilustración N° 103. Cuadro de dialogo propiedades de análisis P-delta

6.7.10. Análisis y chequeo de resultados

6.7.10.1 Análisis sísmico, método estático equivalente y torsión estática

Irregularidades en elevación

Tipo 1: Piso blando

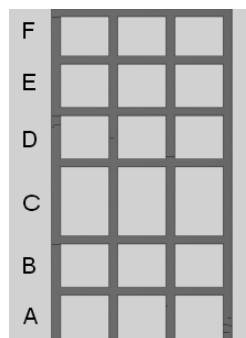


Figura N° 52. Piso blando

Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D

Rigidez $K_c < 0.80$ Rigidez $\frac{(K_D+K_E+K_F)}{3}$

Calculo de la rigidez a cortante de las columnas

$$K_i = \frac{12E}{L^3} [N_{columnas} * I_i \dots N_{columnas} * I_n]$$

TABLA 37. Rigidez de columnas por piso

PISO	h piso (m)	N col	Seccion		N col	Seccion		Rigidez de col piso
			B	H		B	H	
8	3.44	16	0.4	0.4				0.010
7	3	38	0.4	0.4				0.036
6	3	38	0.45	0.45				0.058
5	3	38	0.45	0.45				0.058
4	3	38	0.5	0.5				0.088
3	3	38	0.5	0.5				0.088
2	2.7	40	0.55	0.55				0.186
1	2.7	43	0.55	0.55	2	0.30	0.30	0.201

Chequeo Piso Blando

TABLA 38. Chequeo piso blando

PISO	Rigidez de col piso	Ki/Kj	Ki/Kj mayor 70%	Ki/k2,Kprome 80%
8	0.010	0.28	OK	OK
7	0.036	0.62	OK	OK
6	0.058	1.00	OK	OK
5	0.058	0.66	OK	OK
4	0.088	1.00	OK	OK
3	0.088	0.47	OK	OK
2	0.186	0.93	OK	OK
1	0.201	0.93	OK	OK

Tipo 2: Distribución de masas

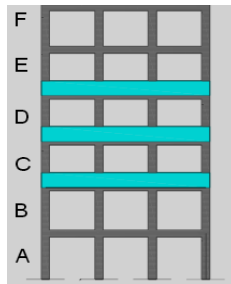


Figura N° 53. Distribución de masas

$$m_D > 1.50 m_E \text{ ó } m_D > 1.50 m_C$$

TABLA 39. Resumen de pesos y masas por piso

PISO	NIVEL hi (m)	PESO Wi (Tn)	MASA (ton seg ² /m)
8	23.84	132	13.46
7	20.4	482	49.13
6	17.4	588	59.94
5	14.4	599	61.06
4	11.4	599	61.06
3	8.4	611	62.28
2	5.4	643	65.55
1	2.7	829	84.51
	Total:	4483	456.98

Chequeo de la distribución irregular de masas

TABLA 40. Chequeo de irregularidad en masas

PISO	NIVEL hi (m)	MASA (ton seg ² /m)			
8	23.84	13.46			
7	20.4	49.13	< 1.5 * 13.46	20.18	Excepción
6	17.4	59.94	< 1.5 * 49.13	73.70	OK
5	14.4	61.06	< 1.5 * 59.94	89.91	OK
4	11.4	61.06	= 61.06	61.06	OK
3	8.4	62.28	< 1.5 * 61.06	91.59	OK
2	5.4	65.55	< 1.5 * 62.28	93.43	OK
1	2.7	84.51	< 1.5 * 65.55	98.32	OK
	Total:	456.98			

Tipo 3: Irregularidad Geométrica

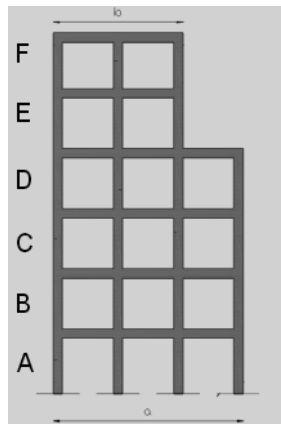


Figura N° 54. Irregularidad geométrica

$$a > 1.30 b$$

$$a=48.90 \text{ m}$$

$$b=33.60 \text{ m}$$

$$48.90 \text{ m} > 1.30 * 33.60 \text{ m}$$

$$48.90 \text{ m} > 43.68 \text{ m} \quad \text{OK}$$

Tipo 4: Desalineamientos en ejes verticales

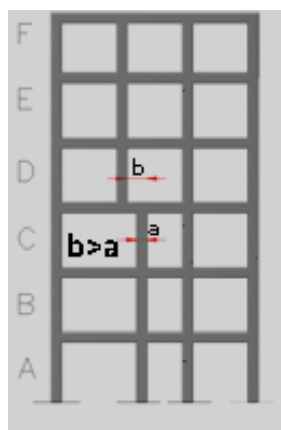


Figura N° 55. Desalineamientos verticales

$$b > a$$

$$b = a$$

Tipo 5: Piso débil

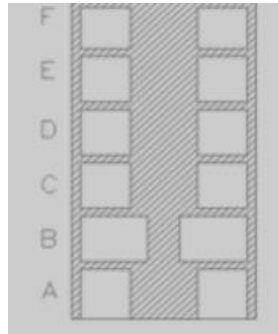


Figura N° 56. Piso débil

Resistencia Piso B < 0.70 Resistencia Piso C

TABLA 41. Chequeo de resistencia de piso

PISO	Rigidez de col piso				
8	0.010				
7	0.036	$0.7 \cdot 0.010$	<	0.007	OK
6	0.058	$0.7 \cdot 0.036$	<	0.025	OK
5	0.058	$0.7 \cdot 0.058$	<	0.040	OK
4	0.088	$0.7 \cdot 0.058$	<	0.040	OK
3	0.088	$0.7 \cdot 0.088$	<	0.062	OK
2	0.186	$0.7 \cdot 0.088$	<	0.062	OK
1	0.201	$0.7 \cdot 0.186$	<	0.130	OK

Irregularidades en planta

Tipo 1: Irregularidad torsional

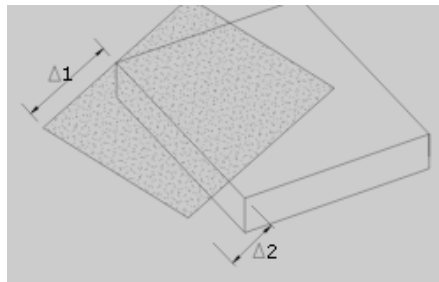


Figura N° 57. Irregularidad torsional

$$\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$$

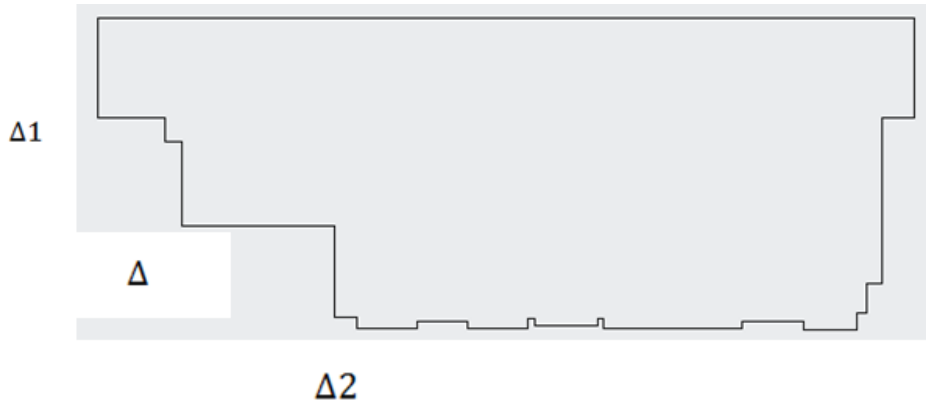


Figura N° 58. Desplazamientos de la estructura

$$0.0014 > 1.2 \frac{(0.0016 + 0.0012)}{2}$$

$$0.0014 > 0.0017$$

0.0014 < 0.0017 OK no hay irregularidad torsional.

Tipo 2: Retrocesos excesivos en las esquinas

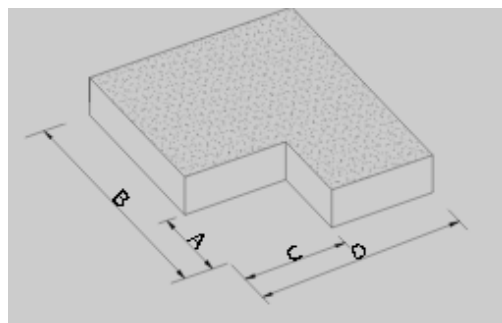


Figura N° 59. Retrocesos excesivos en las esquinas

$$A > 0.15 B \quad \text{y} \quad C > 0.15 D$$

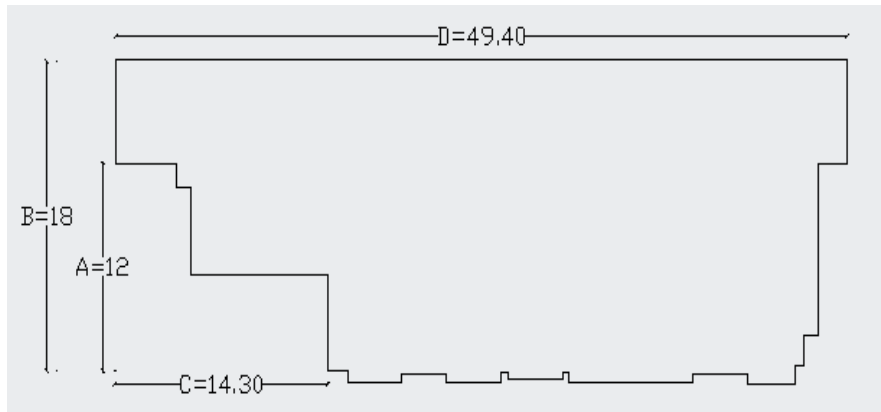


Figura N° 60. Chequeo de retrocesos excesivos en las esquinas

$$A > 0.15 B$$

$$12 > 0.15 * 18$$

$$12 > 2.7 \text{ ENTRADA EXCESIVA}$$

$$C > 0.15 D$$

$$14.30 > 0.15 * 49.40$$

$$14.30 > 7.41 \text{ ENTRADA EXCESIVA}$$

Tipo 3: Discontinuidad en el sistema de piso

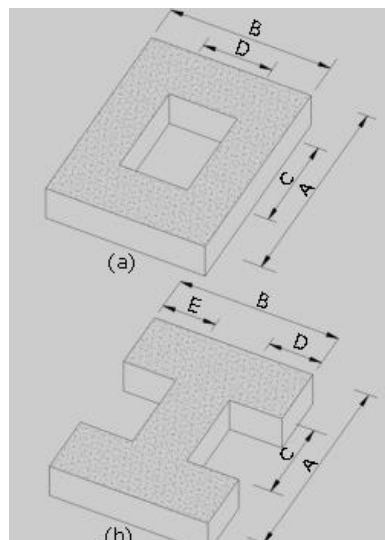


Figura N° 61. Discontinuidad en el sistema de piso

- a) $C \times D > 0.5A \times B$
- b) $(C \times D + C \times E) > 0.5A \times B$

Tipo 4: Desplazamientos de los planos de acción de elementos verticales

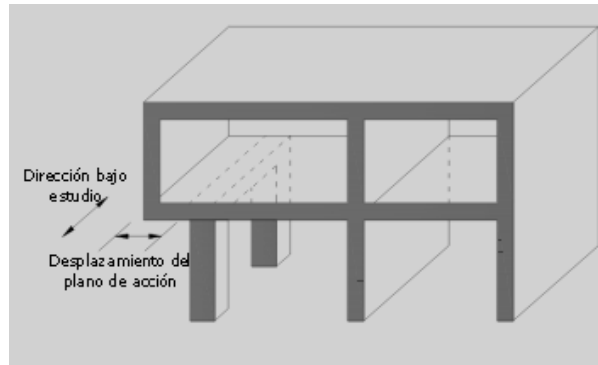


Figura N° 62. Desplazamientos de los planos de acción

La estructura en análisis no presenta desplazamientos de los planos de acción de elementos verticales.

Tipo 5: Ejes estructurales no paralelos

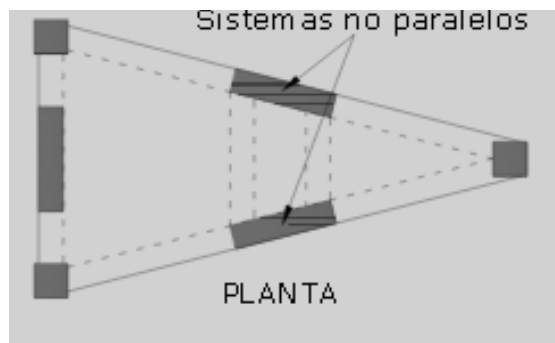


Figura N° 63. Ejes estructurales no paralelos

La estructura en análisis no presenta ejes estructurales no paralelos.

6.7.10.2 Consideraciones de análisis y recalculo del cortante basal de diseño

Cálculo estático y verificación de deformaciones laterales en centro de masas.

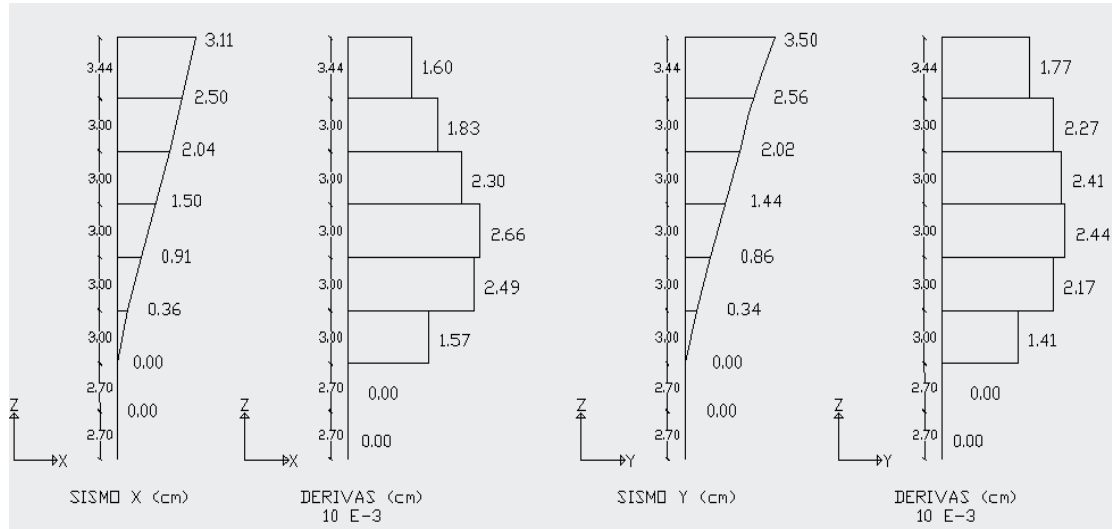


Figura N° 64. Resultados de desplazamientos y derivas en centro de masas CM

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \delta_i^2}{g \sum f_i \delta_i}}$$

Resultados en el centro de masas CM.

TABLA 42. Análisis de los resultados en centro de masas CM

PISO	W (Ton)	H (m)	F _x (Ton)	δ _x (cm)	δ _x . F _x (T. cm)	δ _x ² .W	F _y (Ton)	δ _y (cm)	δ _y . F _y (T. cm)	δ _y ² .W
8	132	21.14	40.26	3.11	125.22	1276.72	40.26	3.50	140.92	1617.00
7	482	17.7	69.03	2.50	172.57	3012.50	69.03	2.56	176.72	3158.84
6	588	14.7	69.94	2.04	142.67	2447.02	69.94	2.02	141.27	2399.28
5	599	11.7	56.71	1.50	85.06	1347.75	56.71	1.44	81.66	1242.09
4	599	8.7	42.17	0.91	38.37	496.03	42.17	0.86	36.26	443.02
3	611	5.7	28.18	0.36	10.14	79.19	28.18	0.34	9.58	70.63
2	643	2.7	14.05	0.00	0.00	0.00	14.05	0.00	0.00	0.00
TOTAL	3654				574.04	8659.21			586.41	8930.85

$$T_x = 0.78 \text{ seg}$$

$$T_y = 0.79 \text{ seg}$$

$$T_{\text{metodo 2}} / T_{\text{método 1}} = 0.99 < 1.3 \text{ ok}$$

No se modificó el periodo de vibración con respecto al método 1:

$$T = 0.79 \text{ seg.}$$

$$C = \frac{1.25 * (S)^S}{T}$$

$$C = \frac{1.25 * (1.2)^{1.2}}{0.79}$$

$$C = 1.97$$

El CEC, dentro del artículo 6.2.1 manifiesta que el valor C no debe exceder C_m , establecido en la tabla 3, y no debe ser menor a 0.5

$$0.5 \leq C \leq C_m$$

$$0.5 \leq 1.97 \leq 3$$

Por lo tanto se toma $C = 1.97$

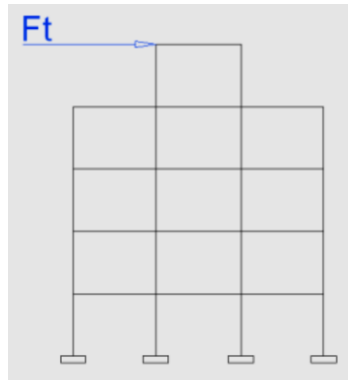
Cortante Basal de diseño:

$$V = \frac{ZIC}{R * \phi_p * \phi_e} * w$$

$$V = \frac{0.4 * 1.0 * 1.97}{10 * 0.9 * 1.0} * w$$

$$V = 0.0876W$$

Entonces Si $T > 0.70\text{sg}$ » Calcular F_t



$$0.79sg > 0.70 \text{ sg.}$$

Por lo tanto $F_t =$ se calcula

$$F_t = 0,07 * T * V$$

F_t = La fuerza concentrada que se aplicará en la parte más alta de la estructura, constituyéndose una fuerza adicional a la fuerza en el último piso.

T = El período utilizado para el cálculo del cortante basal total V .

$$F_t = 0,07 * 0,79 * 0,0876W$$

$$F_t = 0,07 * 0,79 * 0,0876 * 3654$$

$$F_t = 17,70 \text{ Tn}$$

$$F_t = 17,70 < 0,25 V$$

$$V = 0,0876 * W$$

$$V = 0,0876 * 3654 = 320,09$$

$$F_t = 17,70 < 0,25 * 320,09$$

$$F_t = 21,62 < 80,02 \quad OK$$

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n F_i W_i h_i}$$

$$V = 0,0876 * W_x$$

$$F_x = \frac{(0,0876 * 3654 - 17,70)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n F_i W_i h_i}$$

$$F_x = \frac{(302,39)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n F_i W_i h_i}$$

$$F_x = \frac{(302,39)W_x h_x}{37403,88}$$

$$PISO 8 F_x = \frac{302,39 * 2790,48}{37403,88} = 40,26Tn$$

$$PISO 7 F_x = \frac{302,39 * 8531,40}{37403,88} = 69,03Tn$$

$$PISO 6 F_x = \frac{302,39 * 8643,60}{37403,88} = 69,94Tn$$

$$PISO 5 F_x = \frac{302,39 * 7008,30}{37403,88} = 56,71Tn$$

$$PISO 4 F_x = \frac{302,39 * 5211,30}{37403,88} = 42,17Tn$$

$$PISO 3 F_x = \frac{302,39 * 3482,70}{37403,88} = 28,18Tn$$

$$PISO 2 F_x = \frac{302,39 * 1736,10}{37403,88} = 14,05Tn$$

TABLA 43. Resumen de Fuerzas laterales de diseño

PISO	NIVEL hi (m)	PESO Wi (Tn)	WiXhi (Tn-m)	Fx,Fy (Tn)	Vx,Vy (Tn)
8	21.14	132	2790.48	40.26	40.26
7	17.70	482	8531.40	69.03	109.29
6	14.70	588	8643.60	69.94	179.23
5	11.70	599	7008.30	56.71	235.94
4	8.70	599	5211.30	42.17	278.10
3	5.70	611	3482.70	28.18	306.28
2	2.70	643	1736.10	14.05	320.33
		3654.00	37403.88	320.33	

Control del efecto P- Δ

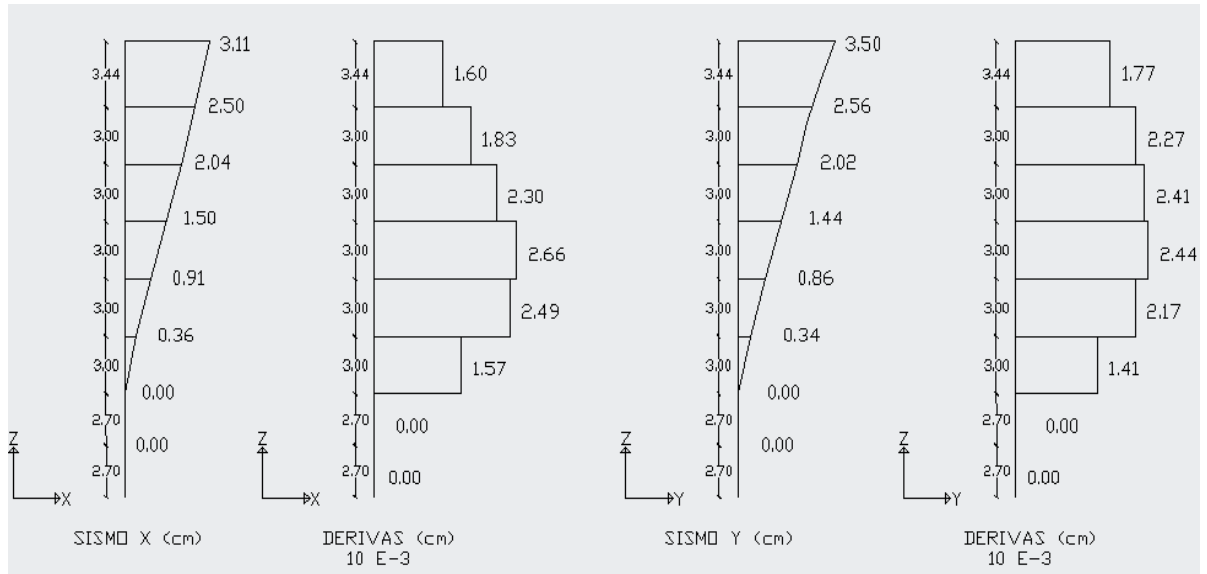


Figura N° 65. Resultados de desplazamientos y derivas en centro de masas CM

$$Q_i = \frac{P_i * \Delta_i}{V_i * H_i}$$

Resultados en el centro de masas CM

TABLA 44. Chequeo efecto P- Δ

PISO	Hi (m)	Vi (Ton)	Vi*Hi	delta m	Hc/ piso	δ relativa	Pi muerta	Pi viva	P total	Pt*δ relat	Qi
8	21.14	40.26	851.10	0.00177	3.44	0.006	132	100	232	1.413	0.00166
7	17.7	109.29	1934.43	0.00227	3	0.007	614	300	914	6.211	0.00321
6	14.7	179.23	2634.68	0.00241	3	0.007	1202	500	1702	12.295	0.00467
5	11.7	235.94	2760.50	0.00244	3	0.007	1801	700	2501	18.337	0.00664
4	8.7	278.1	2419.47	0.00217	3	0.007	2400	900	3300	21.453	0.00887
3	5.7	306.28	1745.80	0.00141	3	0.004	3011	1100	4111	17.402	0.00997
2	2.7	320.33	864.89	0.00000	2.7	0.000	3654	1300	4954	0.000	0.00000

$$0.1 < Q_i < 0.3$$

Entonces:

No se requiere considerar el efecto **P- Δ** en el análisis

En el caso de no cumplir con la condición $0.1 < Q_i < 0.3$ las derivas de piso, fuerzas y momentos obtenidos en cada pórtico, deben multiplicarse por el factor:

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - Q_i}$$

P- Δ son los efectos de segundo orden, Q_i es el índice de estabilidad, que si es menor que 0.1 se debe ignorar.

Por otro lado si el índice de estabilidad Q_i es mayor que 0.3 en algún piso, significa que la estructura es potencialmente inestable, por lo que es recomendable rigidizar.

6.7.10.3 Chequeo de derivas

De acuerdo al CEC. parte I, capítulo 12, en el artículo 6.8.2.2 Δm no puede superar los valores establecidos por la siguiente tabla:

TABLA 45. Derivas máximas permitidas

Estructuras	Δm Máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.002
De mampostería	0.001

En el artículo 6.8.2.1, nos recomienda chequear la deriva de piso con la siguiente ecuación:

- $\Delta m = R * \Delta e$

Hacer clic en:

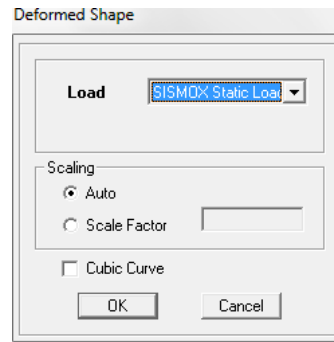
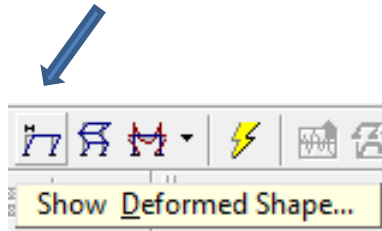


Ilustración N° 104. Pestaña mostrar deformaciones

Para obtener la deriva máxima esperada de la edificación despejamos:

- $\Delta e = \frac{\Delta m}{R} * Ht$

Y reemplazamos valores

$$\Delta e = \frac{0,02}{10} * 21.14 m$$

$$\Delta e = 0,042 m$$

$$\Delta e = 4.22 cm \text{ (Desplazamiento máximo de la estructura).}$$

Ahora chequeamos con las derivas obtenidas con el programa Etabs, debemos mencionar que las derivas emitidas por el programa son elásticas:

TABLA 46. Resumen de derivas máximas

STORY DRIFT								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY8	Max Drift X	SX	79	2890	1170	2384	0.001602	
STORY8	Max Drift Y	SX	21	4890	1170	2384		0.000248
STORY8	Max Drift X	SY	122	4740	1720	2384	0.000198	
STORY8	Max Drift Y	SY	38	2550	0	2384		0.00177
STORY7	Max Drift X	SX	122	4740	1720	2040	0.001829	
STORY7	Max Drift Y	SX	22	0	1170	2040		0.000852
STORY7	Max Drift X	SY	122	4740	1720	2040	0.000368	
STORY7	Max Drift Y	SY	21	4890	1170	2040		0.002265
STORY6	Max Drift X	SX	122	4740	1720	1740	0.002299	
STORY6	Max Drift Y	SX	22	0	1170	1740		0.001593

STORY6	Max Drift X	SY	122	4740	1720	1740	0.000381	
STORY6	Max Drift Y	SY	21	4890	1170	1740		0.002408
STORY5	Max Drift X	SX	122	4740	1720	1440	0.002655	
STORY5	Max Drift Y	SX	22	0	1170	1440		0.002241
STORY5	Max Drift X	SY	122	4740	1720	1440	0.000378	
STORY5	Max Drift Y	SY	21	4890	1170	1440		0.002444
STORY4	Max Drift X	SX	122	4740	1720	1140	0.002494	
STORY4	Max Drift Y	SX	22	0	1170	1140		0.002196
STORY4	Max Drift X	SY	122	4740	1720	1140	0.000327	
STORY4	Max Drift Y	SY	21	4890	1170	1140		0.002167
STORY3	Max Drift X	SX	122	4740	1720	840	0.001566	
STORY3	Max Drift Y	SX	22	0	1170	840		0.001206
STORY3	Max Drift X	SY	122	4740	1720	840	0.000201	
STORY3	Max Drift Y	SY	21	4890	1170	840		0.001411
STORY2	Max Drift X	SX	148-1	3060	200	405	0.000038	
STORY2	Max Drift Y	SX	151-1	3060	100	405		0.000007
STORY2	Max Drift X	SY	148-1	3060	200	405	0.000064	
STORY2	Max Drift Y	SY	39-1	3060	0	405		0.000058
STORY1	Max Drift X	SX	149	2700	100	270	0	
STORY1	Max Drift Y	SX	149	2700	100	270		0
STORY1	Max Drift X	SY	149	2700	100	270	0	
STORY1	Max Drift Y	SY	149	2700	100	270		0

Escogemos la deriva mayor de la tabla que es $\Delta e = 0.002655$, deriva en x ubicada en el quinto piso, esto para el **análisis estático** y chequeamos

$$\Delta m = R * \Delta e$$

$$\Delta m = 10 * 0.002655$$

$$\Delta m = 0,0265$$

0,02 > 0,0265 No cumple

- $\Delta e = \frac{\Delta m}{R} * Ht$

$$\Delta e = \frac{0,0265}{10} * 11.70 m$$

$$\Delta e = 0,031 m$$

$$\Delta e = 3.10 cm$$

3.10 cm < 4.22cm Cumple

Chequeo para las máximas derivas

TABLA 47. Chequeo de derivas

TABLA DE RESUMEN DE DERIVAS								
PISO	Item	CARGA	DERIVA X-X	DERIVA Y-Y	Δe X*R	Δe Y*R	DERIVA CEC	CHEQUEO
STORY8	Max Drift X	SX	0.001602		0.0160		0.02	OK
STORY8	Max Drift Y	SX		0.000248		0.0025	0.02	OK
STORY8	Max Drift X	SY	0.000198		0.0020		0.02	OK
STORY8	Max Drift Y	SY		0.00177		0.0177	0.02	OK
STORY7	Max Drift X	SX	0.001829		0.0183		0.02	OK
STORY7	Max Drift Y	SX		0.000852		0.0085	0.02	OK
STORY7	Max Drift X	SY	0.000368		0.0037		0.02	OK
STORY7	Max Drift Y	SY		0.002265		0.0227	0.02	OK
STORY6	Max Drift X	SX	0.002299		0.0230		0.02	OK
STORY6	Max Drift Y	SX		0.001593		0.0159	0.02	OK
STORY6	Max Drift X	SY	0.000381		0.0038		0.02	OK
STORY6	Max Drift Y	SY		0.002408		0.0241	0.02	OK
STORY5	Max Drift X	SX	0.002655		0.0266		0.02	
STORY5	Max Drift Y	SX		0.002241		0.0224	0.02	OK
STORY5	Max Drift X	SY	0.000378		0.0038		0.02	OK
STORY5	Max Drift Y	SY		0.002444		0.0244	0.02	OK
STORY4	Max Drift X	SX	0.002494		0.0249		0.02	
STORY4	Max Drift Y	SX		0.002196		0.0220	0.02	OK
STORY4	Max Drift X	SY	0.000327		0.0033		0.02	OK
STORY4	Max Drift Y	SY		0.002167		0.0217	0.02	OK
STORY3	Max Drift X	SX	0.001566		0.0157		0.02	OK
STORY3	Max Drift Y	SX		0.001206		0.0121	0.02	OK
STORY3	Max Drift X	SY	0.000201		0.0020		0.02	OK
STORY3	Max Drift Y	SY		0.001411		0.0141	0.02	OK
STORY2	Max Drift X	SX	0.000038		0.0004		0.02	OK
STORY2	Max Drift Y	SX		0.000007		0.0001	0.02	OK
STORY2	Max Drift X	SY	0.000064		0.0006		0.02	OK
STORY2	Max Drift Y	SY		0.000058		0.0006	0.02	OK
STORY1	Max Drift X	SX	0		0.0000		0.02	OK
STORY1	Max Drift Y	SX		0		0.0000	0.02	OK
STORY1	Max Drift X	SY	0		0.0000		0.02	OK
STORY1	Max Drift Y	SY		0		0.0000	0.02	OK

A pesar que no cumple con las derivas máximas permisibles de acuerdo al código CEC, en los pisos 4 y 5, se procede con el análisis, debido a que nuestro estudio se enfoca en analizar la cimentación y los efectos que se producen en la estructura existente, modelada de acuerdo a los planos arquitectónicos, planos estructurales y cambios correspondientes que se dieron en el proceso constructivo.

6.7.10.4. Reacciones y momentos de diseño

En el programa etabs, debemos dar clic en Support/Spring Reactions... y seleccionar la combinación de carga emitida para la cimentación, para visualizar las reacciones en la planta base del edificio:

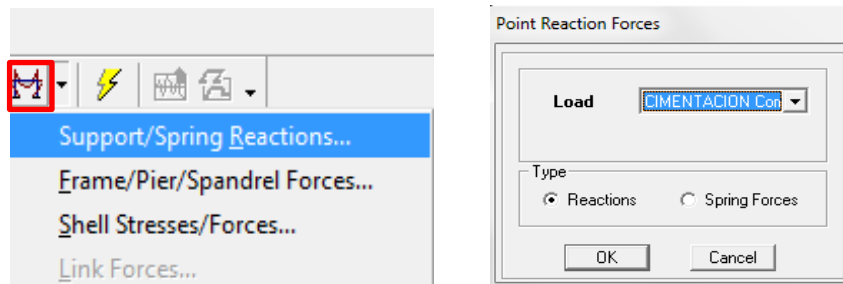


Ilustración N° 105. Pestaña mostrar la reacción elástica

Y determinamos la reacción 3 de cada uno de los ejes de columna dando clic derecho en cada punto:

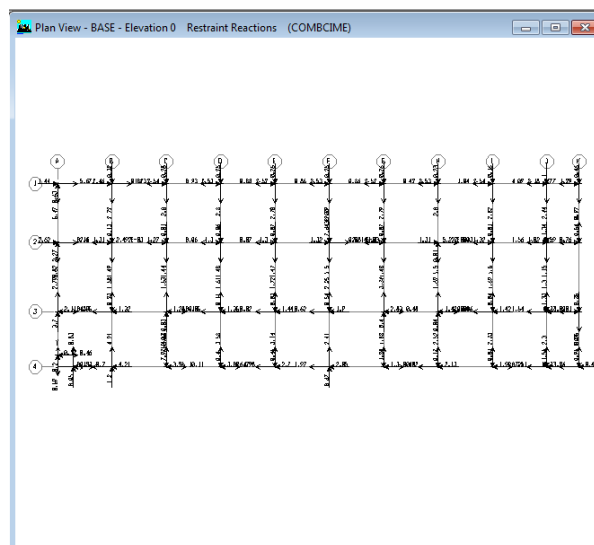


Ilustración N° 106. Reacciones en la base

El programa muestra el resultado del análisis para el diseño de cimentación, donde:

Point Object	19	Story Level	BASE
	1	2	3
Force	0.832	-1.173	14.981
Moment	2.663	1.493	-0.347

Ilustración N° 107. Ventana auxiliar reacciones en un punto

Force = Fuerza

Moment = Momento

1 = Eje x

2 = Eje y

3 = Eje Z (Considerar éste para la carga Puntual que soporta la cimentación)

Se puede efectuar el mismo proceso para todos los puntos con el objetivo de obtener las reacciones para el diseño de la cimentación.

Pero existe una manera más rápida de obtener los resultados. Hacer clic sobre:

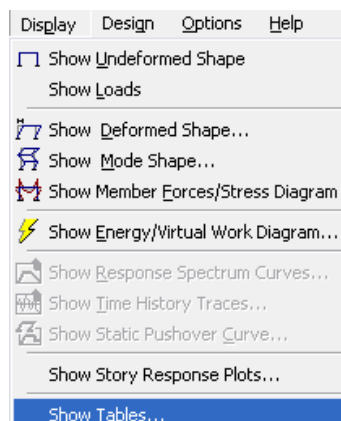


Ilustración N° 108. Cuadro de visualización tablas

Marcar en Table: Support Reactions. Después Hacer clic en: Select Cases/Combos.

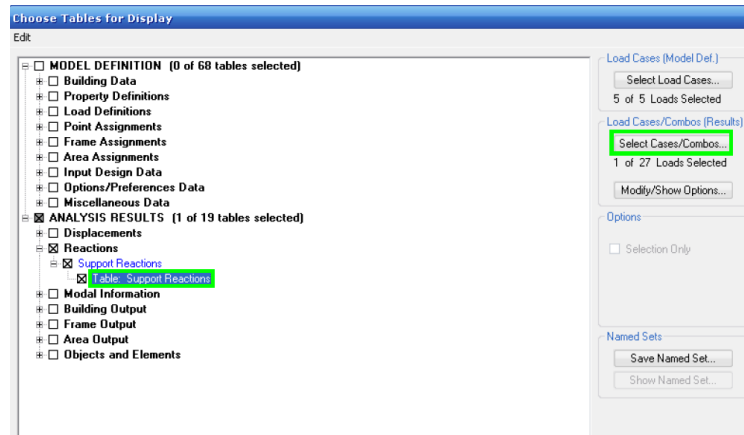


Ilustración N° 109. Cuadro de selección de tablas

Hacer clic sobre la combinación cimentación.

Los datos de esta tabla se pueden exportar a Excel, para organizarlos. Para ordenar los datos con el respectivo eje al que corresponde, se recomienda identificar cual es el punto (Point), en el que se refiere la tabla con respecto a la estructura en ETABS.

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE	1	COMBCIME	6.16	-3.99	88.71	1.041	0.784	0.000
BASE	2	COMBCIME	2.67	-2.63	118.01	2.305	-0.090	0.000
BASE	3	COMBCIME	0.06	-2.72	125.90	2.393	-0.044	0.000
BASE	4	COMBCIME	-0.06	-2.72	125.79	2.394	-0.021	0.000
BASE	5	COMBCIME	0.00	-2.70	125.61	2.382	-0.021	0.000
BASE	6	COMBCIME	0.01	-2.72	125.84	2.400	-0.013	0.000
BASE	7	COMBCIME	0.02	-2.72	125.95	2.398	-0.029	0.000
BASE	8	COMBCIME	0.46	-2.74	127.48	2.413	0.000	0.000
BASE	9	COMBCIME	-0.18	-2.77	130.94	2.436	0.075	0.000
BASE	10	COMBCIME	-3.48	-2.40	101.10	2.092	-0.818	0.000
BASE	11	COMBCIME	-5.50	-3.70	76.15	1.060	-0.355	0.000
BASE	12	COMBCIME	-0.13	-1.44	173.03	1.234	-0.107	0.000
BASE	13	COMBCIME	0.02	-1.40	207.33	1.197	0.014	0.000
BASE	14	COMBCIME	-0.04	-1.44	207.58	1.230	-0.032	0.000
BASE	15	COMBCIME	-0.06	-1.43	183.81	1.230	-0.048	0.000
BASE	16	COMBCIME	-0.02	-1.47	201.26	1.256	0.019	0.000
BASE	17	COMBCIME	-0.05	-1.44	189.45	1.235	-0.044	0.000
BASE	18	COMBCIME	0.04	-1.46	201.92	1.254	0.038	0.000
BASE	19	COMBCIME	0.01	-1.47	222.87	1.263	0.012	0.000
BASE	20	COMBCIME	-1.54	-1.13	183.27	0.965	-1.317	0.000
BASE	21	COMBCIME	-0.55	2.38	84.83	0.364	-0.482	0.000
BASE	22	COMBCIME	2.64	2.29	83.81	2.029	2.330	0.000
BASE	23	COMBCIME	4.27	5.50	30.90	-2.572	3.729	0.000
BASE	24	COMBCIME	-0.24	1.63	97.95	-1.397	-0.206	0.000
BASE	25	COMBCIME	0.06	1.57	140.16	-1.349	0.054	0.000
BASE	26	COMBCIME	-0.10	1.66	189.08	-1.418	-0.089	0.000
BASE	27	COMBCIME	-0.01	1.76	194.26	-1.508	-0.006	0.000
BASE	28	COMBCIME	-0.61	2.29	182.29	-1.962	-0.519	0.000
BASE	29	COMBCIME	0.50	3.39	91.79	-2.906	0.426	0.000
BASE	30	COMBCIME	0.08	1.72	200.55	-1.476	0.066	0.000
BASE	31	COMBCIME	-0.02	1.72	213.49	-1.477	-0.019	0.000
BASE	32	COMBCIME	-1.53	1.33	142.21	-1.142	-1.307	0.000
BASE	33	COMBCIME	-0.34	1.13	55.33	-0.381	-0.299	0.000
BASE	34	COMBCIME	0.30	4.96	22.54	-4.327	1.304	0.000

Ilustración N° 110. Tabla de las reacciones

Organizando los datos se obtiene el siguiente cuadro de resumen de Reacciones y Momentos, para el diseño.

TABLA 48. Resumen de Reacciones y Momentos transmitidos hacia la cimentación.

Eje		F _x	F _y	F _z	M _x	M _y	M _z
1	A	6.16	-3.99	88.71	1.041	0.784	0
1	B	2.67	-2.63	118.01	2.305	-0.09	0
1	C	0.06	-2.72	125.9	2.393	-0.044	0
1	D	-0.06	-2.72	125.79	2.394	-0.021	0
1	E	0	-2.7	125.61	2.382	-0.021	0
1	F	0.01	-2.72	125.84	2.4	-0.013	0
1	G	0.02	-2.72	125.95	2.398	-0.029	0
1	H	0.46	-2.74	127.48	2.413	0	0
1	I	-0.18	-2.77	130.94	2.436	0.075	0
1	J	-3.48	-2.4	101.1	2.092	-0.818	0
1	K	-5.5	-3.7	76.15	1.06	-0.355	0
2	A	2.64	2.29	83.81	2.029	2.33	0
2	B	-0.13	-1.44	173.03	1.234	-0.107	0
2	C	0.02	-1.4	207.33	1.197	0.014	0
2	D	-0.04	-1.44	207.58	1.23	-0.032	0
2	E	-0.06	-1.43	183.81	1.23	-0.048	0
2	F	0.02	-1.47	201.26	1.256	0.019	0
2	G	-0.05	-1.44	189.45	1.235	-0.044	0
2	H	0.04	-1.46	201.92	1.254	0.038	0
2	I	0.01	-1.47	222.87	1.263	0.012	0
2	J	-1.54	-1.13	183.27	0.965	-1.317	0
2	K	-0.55	2.38	84.83	0.364	-0.482	0
3	A	4.27	5.5	30.9	-2.572	3.729	0
3	B	-0.24	1.63	97.95	-1.397	-0.206	0
3	C	0.06	1.57	140.16	-1.349	0.054	0
3	D	-0.1	1.66	189.08	-1.418	-0.089	0
3	E	-0.01	1.76	194.26	-1.508	-0.006	0
3	F	-0.61	2.29	182.29	-1.962	-0.519	0
3	G	0.5	3.39	91.79	-2.906	0.426	0
3	H	0.08	1.72	200.55	-1.478	0.066	0
3	I	-0.02	1.72	213.49	-1.477	-0.019	0
3	J	-1.53	1.33	142.21	-1.142	-1.307	0
3	K	-0.34	1.13	55.33	-0.381	-0.299	0
4	A	0.35	0.54	10.43	-0.412	0.179	0
4	A'	0.69	0.99	9.54	-0.405	0.053	0
4	B	0.3	4.96	22.54	-4.327	1.304	0

4	C	10.71	4.62	39	-4.067	0.102	0
4	D	5.58	3.65	166.77	-3.218	-0.279	0
4	E	-6.19	3.21	119.82	-2.823	-0.338	0
4	F	-1.36	2.47	105.15	-2.17	0.789	0
4	G	1.22	1.94	94.32	-1.416	-1.75	0.02
4	H	-0.13	2.56	102.83	-2.217	-0.102	0
4	I	7.44	2.37	120.13	-2.064	0.069	0
4	J	-7.63	2.34	149.82	-2.047	-1.399	0
4	K	-10.1	1.26	66.74	-0.702	-0.864	0

6.7.11. Análisis de la obtención del coeficiente de balasto y modelación de la cimentación.

6.7.11.1. Método a partir de ensayos en placa de carga Terzaghi, 1955

De los resultados de la mecánica de suelos:

Según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS, el suelo estudiado se identifica como limo arenoso MS de color amarillento de mediana compresibilidad hasta la profundidad de 3,00 m de aquí en adelante el suelo es una arena limosa cuya compresibilidad aumenta de media a alta, con contenidos de humedad bajos, razón por lo que las cimentaciones no tendrán ningún problema por efecto de la humedad del terreno.

El número de golpes promedio en los tres ensayos de Penetracion Standart SPT es de: $N = 50$ golpes.

De acuerdo a los ensayos se determinó que la capacidad portante del suelo en el sitio de estudio es de: $\sigma_{adm} = 37,00 \text{tn/m}^2$

El nivel recomendado para las cimentaciones es de 1.50 m de profundidad.

De los resultados del estudio realizado se obtiene que el suelo en general conserva similitud en sus propiedades físicas y mecánicas con respecto a los tres puntos estudiados, y se estima un asentamiento de 25 mm.

Según los ensayos se concluye que al ser la resistencia del suelo alta a profundidades económicas permite realizar un estudio de cimentaciones superficiales de zapata aislada tomando en cuenta la relación que existe con el coeficiente de balasto del suelo, y su incidencia en la estabilidad estructural del edificio analizado.

Coefficiente de Balasto de una placa de 1 pie² K₃₀(kg/cm³)

Tipo de arena	N golpes/30 cm	k ₃₀ kg/cm ³
1 Arena floja	< 10	0,64 a 1,92
2 Arena media	10 a 30	1,92 a 9,58
3 Arena densa	30 a 50	9,58 a 31,95
4 Arena muy densa	> 50	> 31,95

Esta tabla se extrajo del libro Jiménez Salas “Geotecnia y Cimientos III primera parte” .Editorial Rueda Madrid, 1980 (2ª Ed)

TABLA 49. Valores del módulo de deformación E₀ y el coeficiente e balasto ks1

TIPO DE SUELO	MODULO DE DEFORMACION E ₀ (KGS/CM2)	COEFICIENTE BALASTO PLACA 1 PIE2 KS1(KG/CM3)
* *SUELO FANGOSO	11-33	0,50 -1,50
* ARENA SECA O HUMEDA, SUELTA (N SPT 3 -9)	0,16H - 0,48H	1,20 - 3,60
* ARENA SECA O HUMEDA, MEDIA (N SPT 9 -30)	0,48H - 1,60H	3,60 - 12,0
* ARENA SECA O HUMEDA, Densa (N SPT 30 -50)	1,60H - 3,20H	12,0 - 24,0
*GRAVA FINA CON ARENA FINA	1,07H - 1,33H	8,0 -10,0
*GRAVA MEDIA CON ARENA GRUESA	1,33H - 1,60H	10,0 - 12,0
*GRAVA MEDIA CON ARENA GRUESA	1,60H - 2,00H	12,0 -15,0
*GRAVA GRUESA CON ARENA GRUESA	2,00H - 2,66H	15,0 - 20,0
*GRAVA GRUESA FIRMEMENTE ESTRATIFICADA	2,66H - 5,32H	20 - 40
** ARCILLA BLANDA qu 0,25 - 0,50 kg/cm ²	15 -30	0,65 - 1,30
** ARCILLA MEDIA qu 0,50 - 2,00 kg/cm ²	30 - 90	1,30 - 4,0
** ARCILLA COMPACTA qu 2,00 - 4,00 kg/cm ²	90 - 180	4,0 - 8,0
ARCILLA MARGOSA DURA qu 4,00 - 10,00 kg/cm ²	180 - 480	8,0 - 21,0
MARGA ARENOSA RIGIDA	480 -1000	21,0 -44,0
ARENA DE MIGA Y TOSCO	500 - 2500	22,0 - 110,0
MARGA	500 - 5000	22,0 - 2200,0
CALIZA MARGOSA ALTERADA	3500 - 5000	150,0 - 220,0
CALIZA SANA	2000 - 8000	885,0 - 36000,0
GRANITO METEORIZADO	700 - 20000	30,0 - 9000,0
GRANITO SANO	40000 - 80000	1700,0 - 3600
H= PROFUNDIDAD DEL POZO DE CIMENTACION EN CM * TERRENOS GRANULARES SI ESTAN SUMERGIDOS S TOMARAN CON UN E ₀ O Ks1, IGUAL A LOS DE LA TABLA MULTIPLICADOS POR 0,60 ** LOS VALORES CONSIDERADOS CORRESPONDEN A CARGAS DE CORTA DURACION SI SE CONSIDERAN CARGAS PERMANENTES QUE PRODUZCAN Q Y M Y A DE TENER LUGAR LA CONSOLIDACION , SE MULTIPLICARAN LOS VALORES DE E ₀ Y Ks1 DE LA TABLA POR 0,25		

Consideramos para nuestro estudio de acuerdo a los resultados de la mecánica de suelos, que corresponde a una ARENA SECA O HUMEDA, DENSA (N SPT 50), dando un coeficiente de balasto para una placa de 1 pie² el valor de:

$$K_{30} = 24(\text{kg}/\text{cm}^3)$$

TABLA 50. Resumen de fórmulas obtención del coeficiente de balasto

COEFICIENTE DE BALASTO		
Placa de pie ²	$K_{30} = \frac{p}{s}$	
Cimentación cuadrada ancho b	Terreno granular	Terreno cohesivo
	$K_b = K_{30} \left(\frac{b(m) + 0.3(m)}{2 b(m)} \right)^2$	$K_b = K_{30} \frac{0.3(m)}{b(m)}$
Cimentación rectangular b,l	$K_{bl} = \frac{2}{3} K_b \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) \left(1 + \frac{b(m)}{2 l(m)} \right)$	

Coefficiente de Balasto de una cimentación cuadrada $K_b(\text{kg}/\text{cm}^3)$

$$K_b = K_{30} \left(\frac{b(m) + 0.3(m)}{2 b(m)} \right)^2 \quad \text{Terzaghi, 1955}$$

Dónde:

b= lado b ancho de la zapata en metros

K_{30} = Coeficiente de Balasto de una placa de 1 pie² $\left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right)$

Zapata tipo 1

$$b=3.8 \text{ m}$$

$$l=3.8 \text{ m}$$

$$K_{3.8 \times 3.8} = 24.00 \times 10^6 \left(\frac{kg}{m^3} \right) \left(\frac{(3.8 \text{ m}) + (0.3 \text{ m})}{2 \times (3.8 \text{ m})} \right)^2$$

$$K_{3.8 \times 3.8} = 6.98 \times 10^6 \left(\frac{kg}{m^3} \right)$$

$$K_{3.8 \times 3.8} = 6.98 \left(\frac{kg}{cm^3} \right)$$

Zapata tipo 3

$$b=2 \text{ m}$$

$$l=2 \text{ m}$$

$$K_{2 \times 2} = 24.00 \times 10^6 \left(\frac{kg}{m^3} \right) \left(\frac{(2 \text{ m}) + (0.3 \text{ m})}{2 \times (2 \text{ m})} \right)^2$$

$$K_{2 \times 2} = 7.94 \times 10^6 \left(\frac{kg}{m^3} \right)$$

$$K_{2 \times 2} = 7.94 \left(\frac{kg}{cm^3} \right)$$

Coefficiente de Balasto de una cimentación rectangular $K_{b,l}$ (kg/cm^3)

$$K_{b,l} = \frac{2}{3} K_b \left(\frac{kg}{m^3} \right) \left(1 + \frac{b(m)}{2l(m)} \right) \quad \text{Terzaghi, 1955}$$

Dónde:

b= lado b ancho de la zapata en metros

l= lado l largo de la zapata en metros

K_b = Coeficiente de Balasto de una cimentación cuadrada $K_b(kg/m^3)$

Zapata tipo 2

$$b=2.0 \text{ m}$$

$$l=3.8 \text{ m}$$

$$K_{2x2} = 24.00 \times 10^6 \left(\frac{kg}{m^3} \right) \left(\frac{(2.0m) + (0.3 m)}{2 \times (2.0 m)} \right)^2$$

$$K_{2x2} = 7.94 \times 10^6 \left(\frac{kg}{m^3} \right)$$

$$K_{2x3.8} = \frac{2}{3} 7.94 \times 10^6 \left(\frac{kg}{m^3} \right) \left(1 + \frac{2.0 m}{2 \times (3.8 m)} \right)$$

$$K_{2x3.8} = 6.68 \times 10^6 \left(\frac{kg}{m^3} \right)$$

$$K_{2x3.8} = 6.68 \left(\frac{kg}{cm^3} \right)$$

Zapata tipo 4

$$b=2.0 \text{ m}$$

$$l=4.8 \text{ m}$$

$$K_{2x2} = 24.00 \times 10^6 \left(\frac{kg}{m^3} \right) \left(\frac{(2.0m) + (0.3 m)}{2 \times (2.0 m)} \right)^2$$

$$K_{2x2} = 7.94 \times 10^6 \left(\frac{kg}{m^3} \right)$$

$$K_{2x4.8} = \frac{2}{3} 7.94 \times 10^6 \left(\frac{kg}{m^3} \right) \left(1 + \frac{2.0 m}{2 \times (4.8 m)} \right)$$

$$K_{2x4.8} = 6.39 \times 10^6 \left(\frac{kg}{m^3} \right)$$

$$K_{2x4.8} = 6.39 \left(\frac{kg}{cm^3} \right)$$

Zapata tipo 5

$$b=3.0 \text{ m}$$

$$l=4.8 \text{ m}$$

$$K_{3x3} = 24.00 \times 10^6 \left(\frac{kg}{m^3} \right) \left(\frac{(3.0m) + (0.3 m)}{2 \times (3.0 m)} \right)^2$$

$$K_{3x3} = 7.26 \times 10^6 \left(\frac{kg}{m^3} \right)$$

$$K_{3x4.8} = \frac{2}{3} 7.26 \times 10^6 \left(\frac{kg}{m^3} \right) \left(1 + \frac{3.0 m}{2 \times (4.8 m)} \right)$$

$$K_{3x4.8} = 6.35 \times 10^6 \left(\frac{kg}{m^3} \right)$$

$$K_{3x4.8} = 6.35 \left(\frac{kg}{cm^3} \right)$$

TABLA 51. Resumen de coeficientes de balasto zapatas de acuerdo al área cargada

TIPO DE ZAPATA	RESUMEN DE RESULTADOS COEFICIENTE DE BALASTO DE LAS ZAPATAS			
	DIMENSIONES			
	a (m)	b (m)	h (m)	Coficiente de balasto Kg/cm3
	cuadradas			
1	2	2	0.45	7.94
3	3.8	3.8	0.45	6.98
	rectangulares			
2	2	3.8	0.45	6.68
4	2	4.8	0.45	6.39
5	3	4.8	0.45	6.35

Trabe tipo 1

$$b=1.0 \text{ m}$$

$$l=2.00 \text{ m}$$

$$K_{1x1} = 24.00 \times 10^6 \left(\frac{kg}{m^3} \right) \left(\frac{(1.0m) + (0.3 m)}{2 \times (1.0 m)} \right)^2$$

$$K_{1x1} = 10.14 \times 10^6 \left(\frac{kg}{m^3} \right)$$

$$K_{1x2.0} = \frac{2}{3} 10.14 \times 10^6 \left(\frac{kg}{m^3} \right) \left(1 + \frac{1.0 m}{2 \times 2.0 m} \right)$$

$$K_{1x2.0} = 8.45 \times 10^6 \left(\frac{kg}{m^3} \right)$$

$$K_{1x2.0} = 8.45 \left(\frac{kg}{cm^3} \right)$$

Trabe tipo 2

$$b=1.0 \text{ m}$$

$$l=3.00 \text{ m}$$

$$K_{1x1} = 24.00 \times 10^6 \left(\frac{kg}{m^3} \right) \left(\frac{(1.0m) + (0.3 m)}{2 \times (1.0 m)} \right)^2$$

$$K_{1x1} = 10.14 \times 10^6 \left(\frac{kg}{m^3} \right)$$

$$K_{1x3.0} = \frac{2}{3} 10.14 \times 10^6 \left(\frac{kg}{m^3} \right) \left(1 + \frac{1.0 m}{2 \times 3.0 m} \right)$$

$$K_{1x3.0} = 7.89 \times 10^6 \left(\frac{kg}{m^3} \right)$$

$$K_{1x3.0} = 7.89 \left(\frac{kg}{cm^3} \right)$$

TABLA 52. Resumen de coeficientes de balasto trabe de acuerdo al área cargada

TIPO	RESUMEN DE RESULTADOS COEFICIENTE DE BALASTO DE TRABES			
	DIMENSIONES			
	a (m)	b (m)	h (m)	Coefficiente de balasto Kg/cm ³
	rectangulares			
1	1	2.0	0.45	8.45
2	1	3.0	0.45	7.89

Dibujamos los plintos basándonos en las dimensiones y distribución de los planos estructurales. Cabe mencionar que de acuerdo al constructor en obra se implanta la cimentación del muro de sótano perimetral al mismo nivel de la cimentación de la estructura quedando para nuestro estudio una cimentación combinada tal y como se presenta a continuación.

C U A D R O D E P L I N T O S											
UBICACION	TIPO	GRUPO	No.	DIMENSIONES			NIVEL FUNDAC	ARMADURA			
				a	b	h		No.	As x	No.	As y
B(2,3); C(2,3); D(2,3); E(2,3); F(2,3); G(2,3); H(2,3); I(2,3)	1	P1	16	3.80	3.80	0.45	- 4.20	28	••••• 6•@•0.14 Mc 90	28	••••• 6•@•0.14 Mc 90
B(1,4); C(1,4); D(1,4); E(1,4); F(1,4); G(1,4); H(1,4); I(1,4)	2	P1	16	3.80	2.00	0.45	- 4.20	15	••••• 6•@•0.14 Mc 90	28	••••• 6•@•0.14 Mc 91
A(1)	3	P1	1	2.00	2.00	0.45	- 4.20	15	••••• 6•@•0.14 Mc 91	15	••••• 6•@•0.14 Mc 91
A(2,3)	2	P2	2	2.00	3.80	0.45	- 4.20	28	••••• 6•@•0.14 Mc 91	15	••••• 6•@•0.14 Mc 90
J-K(1,4)	4	P1	2	4.80	2.00	0.45	- 4.20	14	••••• 6•@•0.14 Mc 91	32	••••• 6•@•0.14 Mc 91
J-K(2,3)	5	P1	2	4.80	3.00	0.45	- 4.20	20	••••• 6•@•0.14 Mc 91	32	••••• 6•@•0.14 Mc 91
A(4)	5	P2	1	2.00	2.00	0.45	- 4.20	15	••••• 6•@•0.14 Mc 91	15	••••• 6•@•0.14 Mc 90
F-G(3,4)	6	P1	1	4.6	2.70	0.45	- 3.70	18	••••• 6•@•0.14 Mc 91	30	••••• 6•@•0.14 Mc 91

Figura N° 66. Esquema del cuadro de plintos

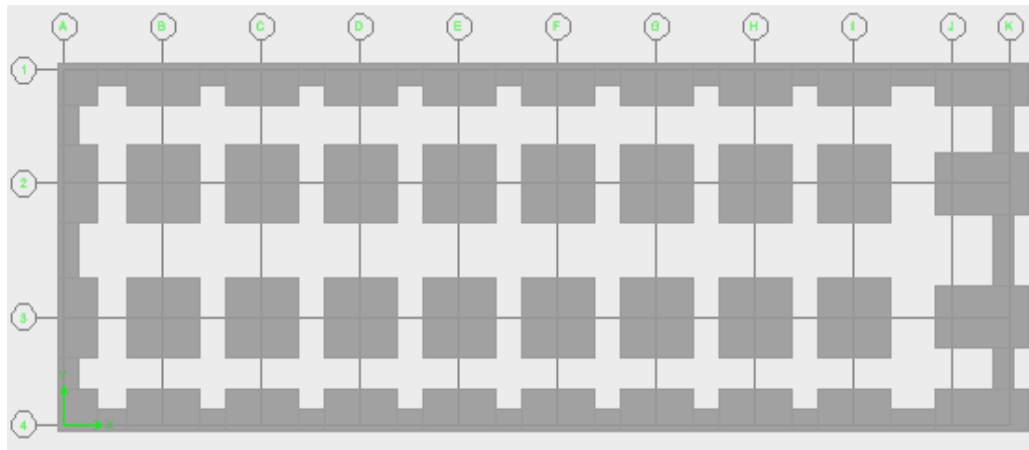


Figura N° 67. Distribución de cimentación puesto en obra.

Ya dibujados corremos el programa, y exportamos al safe.

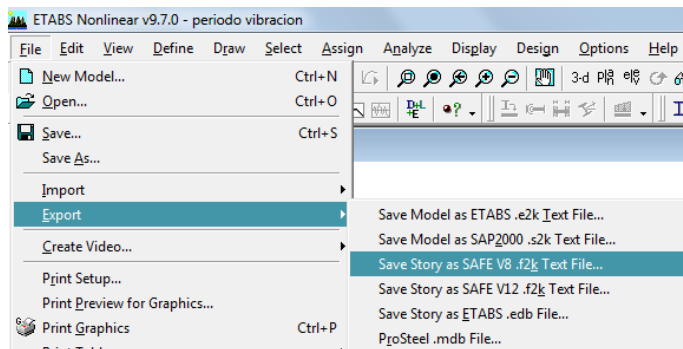
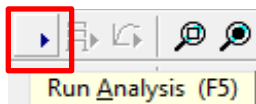


Ilustración N° 111. Cuadro exportar al safe

Seleccionamos la planta que se va a diseñar, y los casos de carga necesarios:

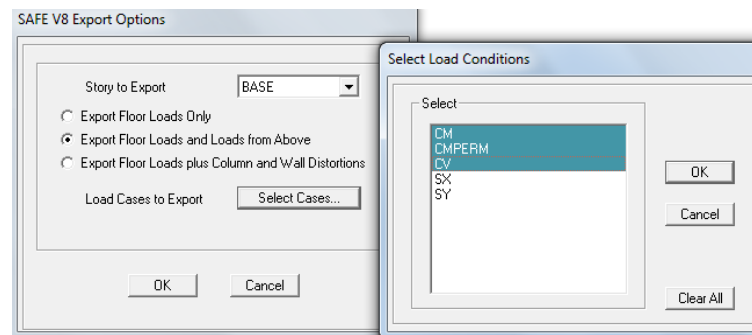


Ilustración N° 112. Cuadro opciones de exportación

Se da un nombre, y se le direcciona a una carpeta predeterminada:

Después de esto se abre el Safe 12, y se importa, el archivo:

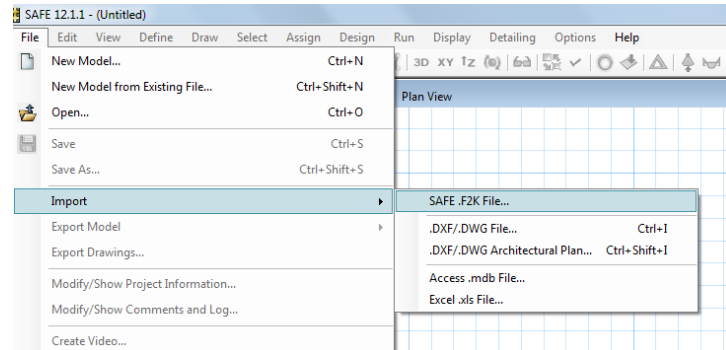


Ilustración N° 113. Cuadro importar en el safe

Buscamos el archivo exportado y lo abrimos para empezar el análisis de la cimentación.

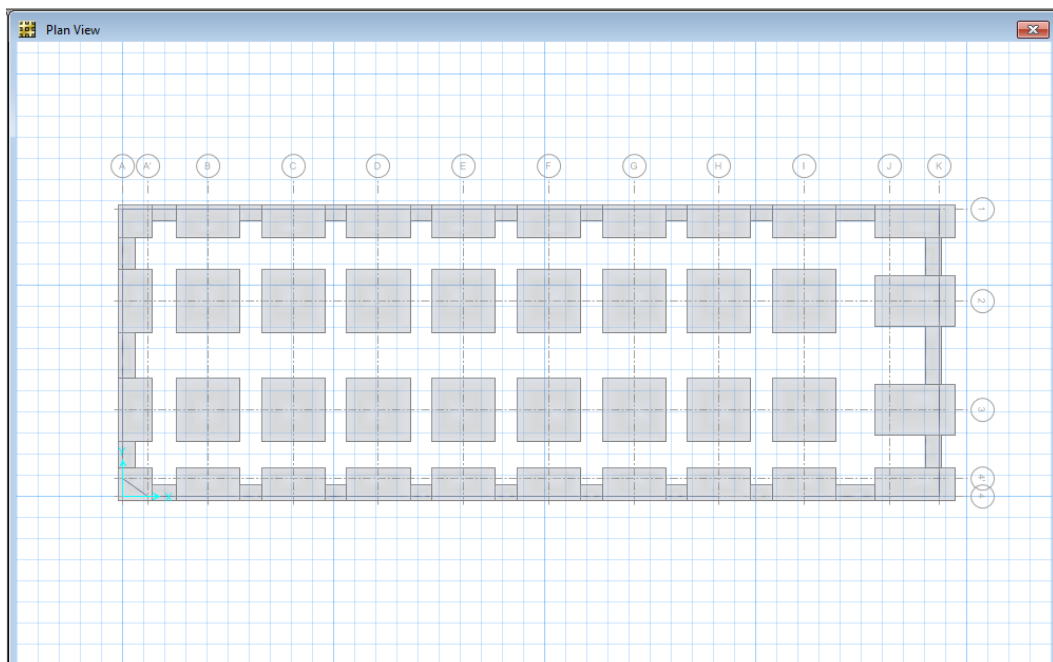


Ilustración N° 114. Ventana de la planta de la cimentación

En la imagen anterior debemos dar clic en Units..., para cambiar las unidades en las que estamos trabajando, en nuestro caso es Kg,cm,C.

Clic en Consistent Units

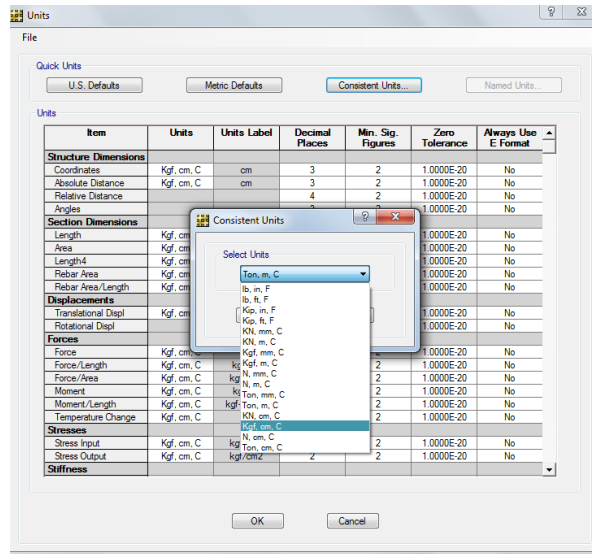


Ilustración N° 115. Ventana selección de unidades

Debemos verificar si las propiedades de las placas están como tipo Footing, pues el etabs los envía con propiedad de tipo Slab y se debe cambiar, el resto de propiedades no tienen problema porque son los definidos en el proceso de trazado de las secciones de cada plinto con sus respectivas características de materiales en el programa etabs.

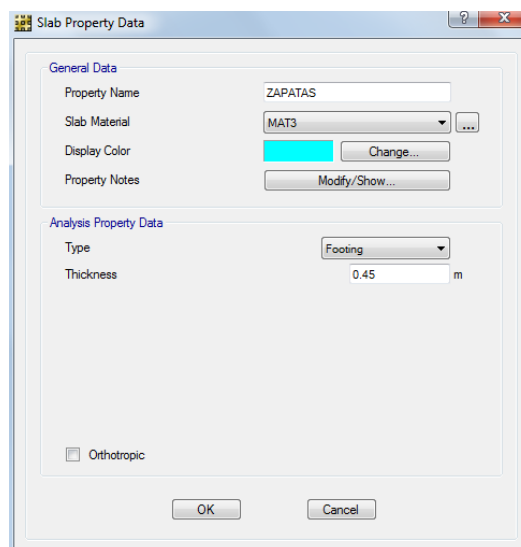


Ilustración N° 116. Cuadro propiedades de las zapatas

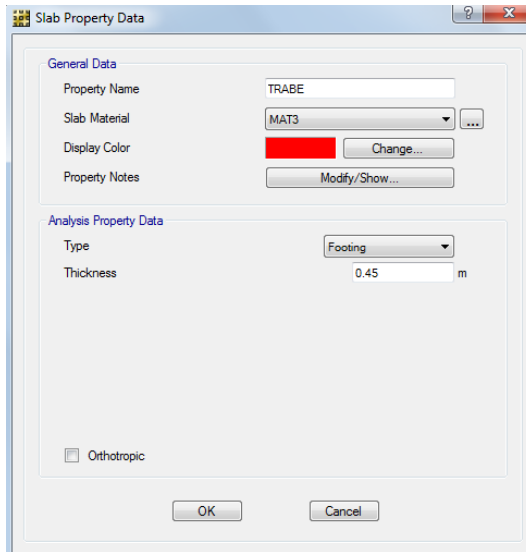
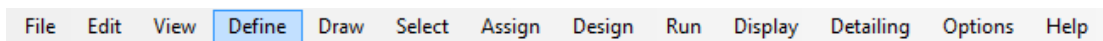


Ilustración N° 117. Cuadro propiedades de trabe

Definimos las propiedades del suelo:



Por la ruta Soil Subgrade Properties.

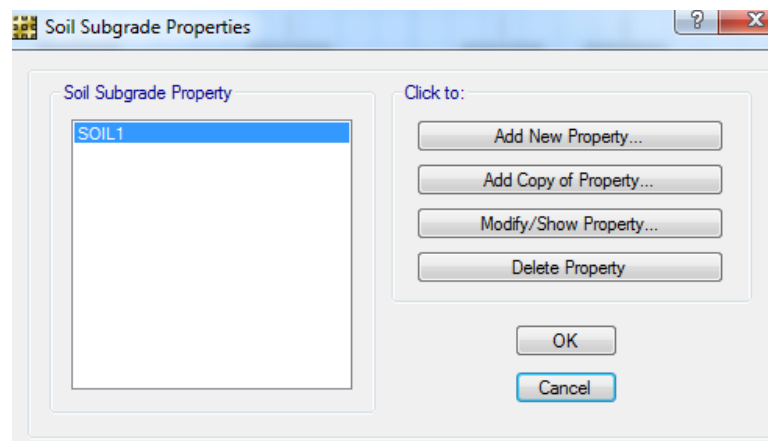


Ilustración N° 118. Cuadro propiedades de la subrasante del suelo

TABLA 53. Resumen de coeficientes de balasto de acuerdo al área cargada

COEFICIENTES DE BALASTO				
DIMENSIONES				
TIPO	b (m)	l (m)	h (m)	Coefficiente de balasto Kg/cm ³
cuadradas				
1	2	2	0.45	7.94
3	3.8	3.8	0.45	6.98
rectangulares				
2	2	3.8	0.45	6.68
4	2	4.8	0.45	6.39
5	3	4.8	0.45	6.35
trabe				
1	1	2.0	0.45	8.45
2	1	3.0	0.45	7.89

Definimos un coeficiente de balasto para cada tipo de cimentación de acuerdo al área cargada.

ZAPATAS:

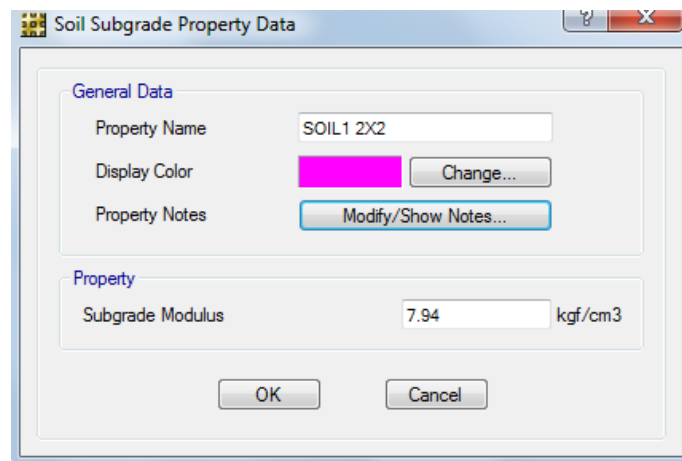


Ilustración N° 119. Coeficiente de balasto zapata 2x2

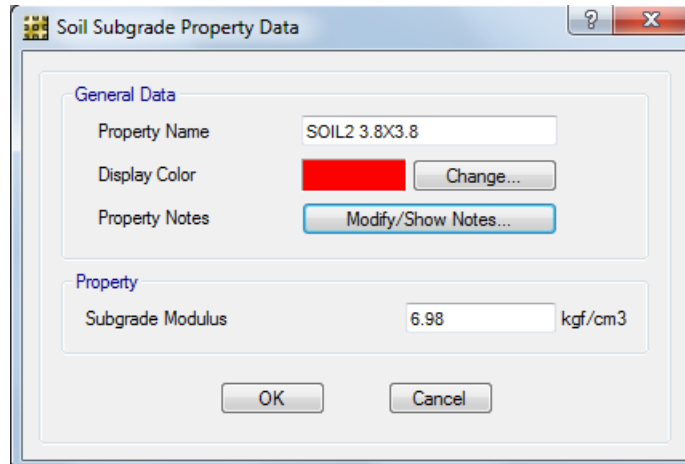


Ilustración N° 120. Coeficiente de balasto zapata 3.8 x 3.8

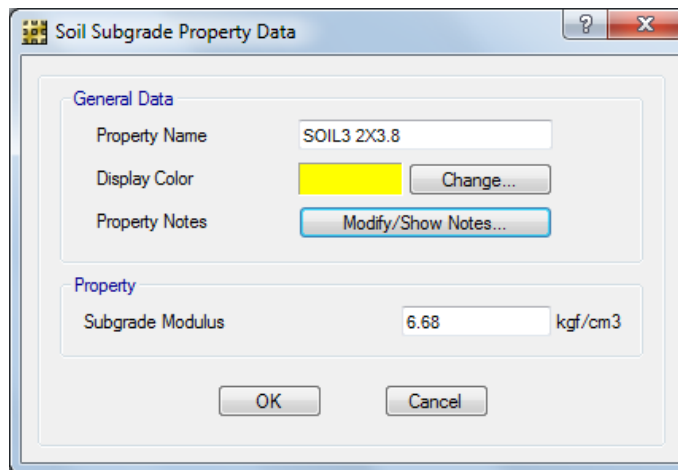


Ilustración N° 121. Coeficiente de balasto zapata 2 x 3.8

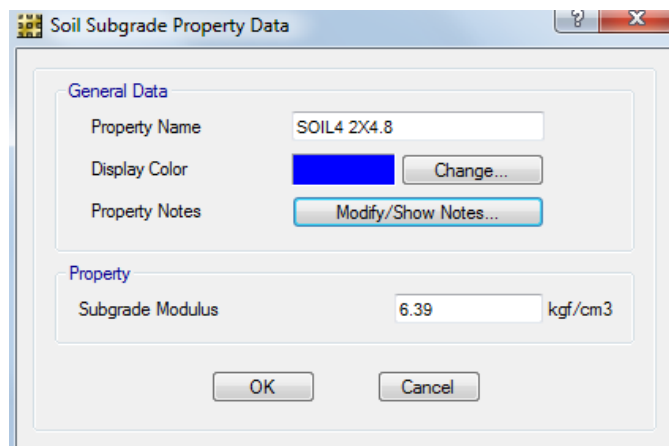


Ilustración N° 122. Coeficiente de balasto zapata 2 x 4.8

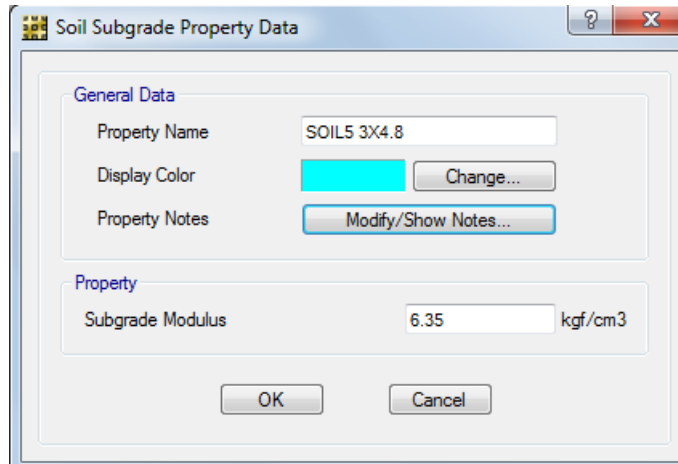


Ilustración N° 123. Coeficiente de balasto zapata 3 x 4.8

TRABE:

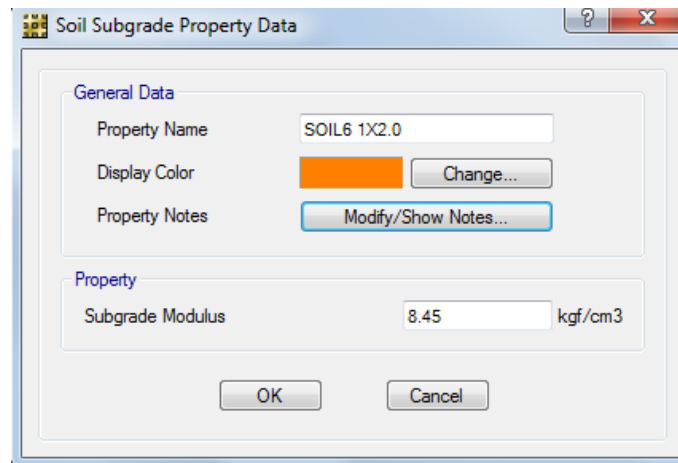


Ilustración N° 124. Coeficiente de balasto trabe 1 x 2

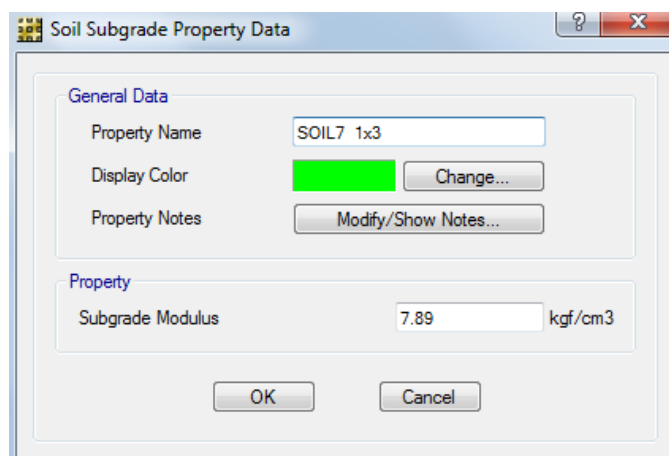


Ilustración N° 125. Coeficiente de balasto trabe 1 x 3

Debemos asignar esas propiedades a los elementos de la base de la estructura para conocer su verdadero comportamiento y desempeño.

Seleccionar cada tipo de zapata, para asignar la propiedad del suelo portante.

Clic en Assign, y asignamos la propiedad del suelo:

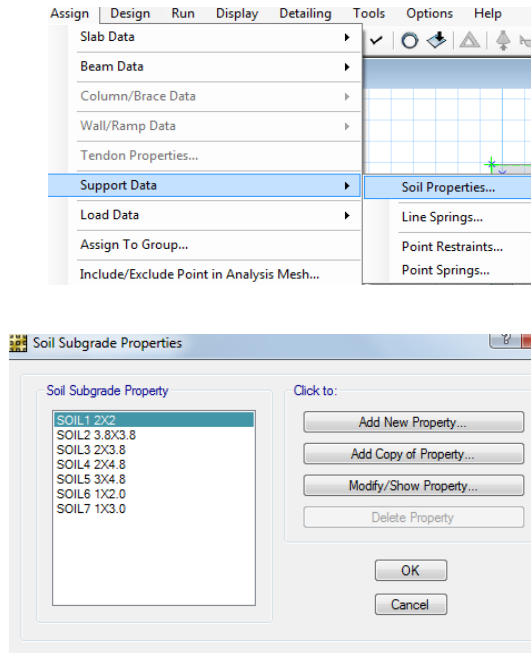


Ilustración N° 126. Asignación del coeficiente de balasto

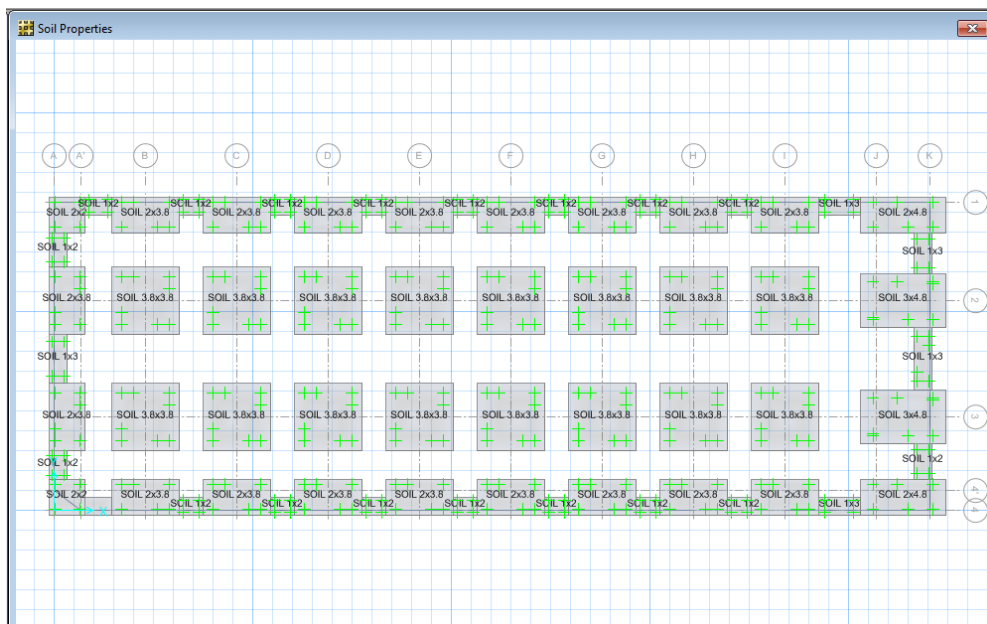


Ilustración N° 127. Vista de la asignación del coeficiente de balasto

Definir casos de carga:



Escogemos la ruta Load Cases

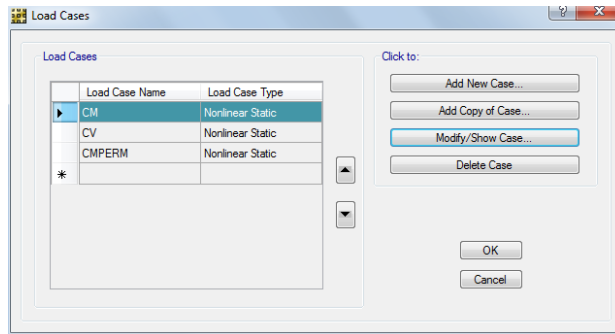


Ilustración N° 128. Cuadro definir casos de carga

Para determinar correctamente los esfuerzos de compresión en el suelo con SAFE o cualquier otro software cuando se tiene levantamientos de la fundación (uplift) se debe hacer un análisis no-lineal, para ello se debe convertir a casos de análisis no-lineales todas las combinaciones de carga (o por lo menos aquellas que te generan tracciones). Esto se debe a que el suelo no trabaja a tracción y una vez que la zapata se separa del mismo el comportamiento del sistema deja de ser lineal.

Asignamos el tipo de carga no lineal para cada uno de los casos de carga CM, CMPERM y CV, de la siguiente manera.

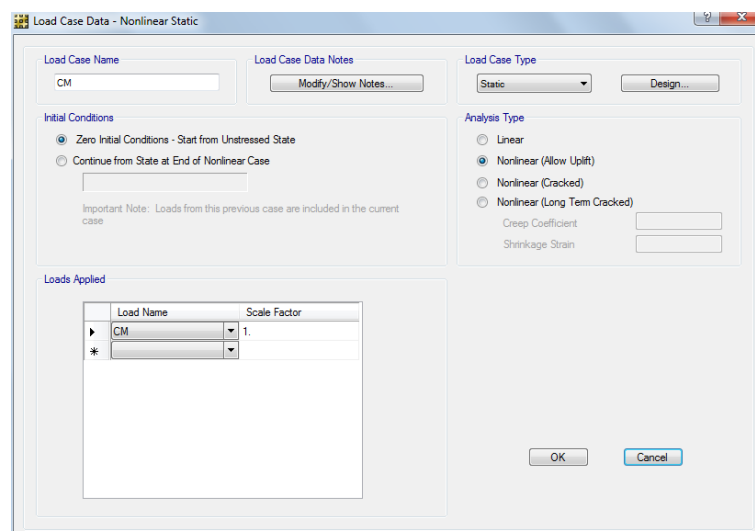
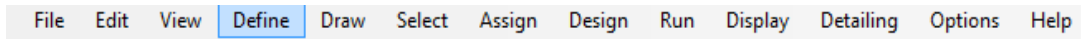


Ilustración N° 129. Cuadro definir parámetros de los casos de carga

Definir la combinación de cargas:



Escogemos la ruta Load Combinations , y se interactúa las cargas ya creadas anteriormente en ETABS.

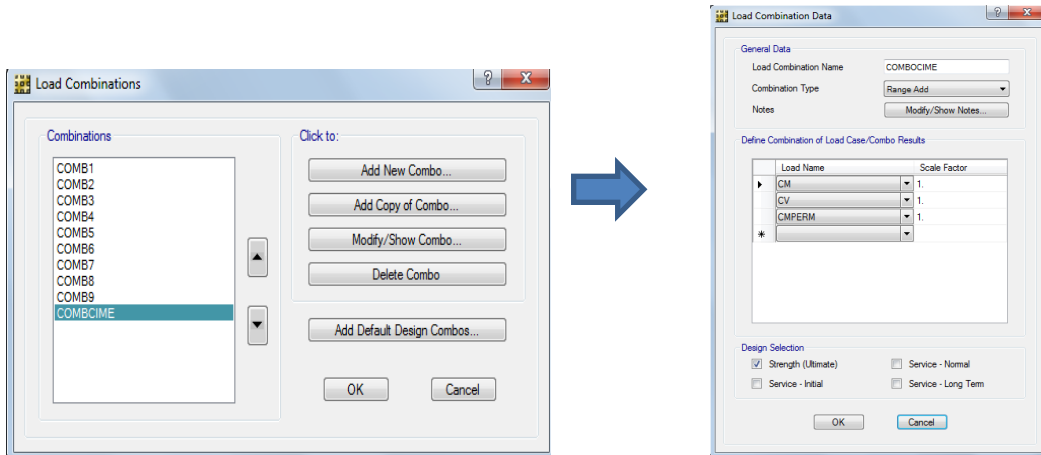


Ilustración N° 130. Cuadro definir combinaciones de carga

Aquí observamos que después de correr el programa, vemos las deformaciones de la cimentación, para la combinación de carga propuesta, unidades mm.

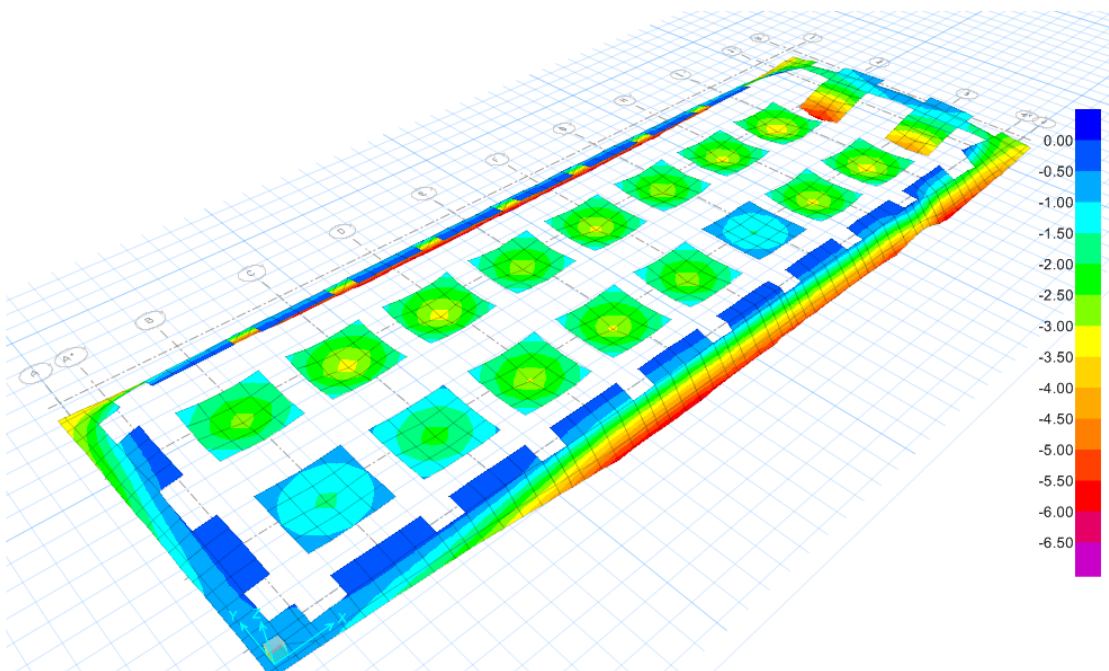
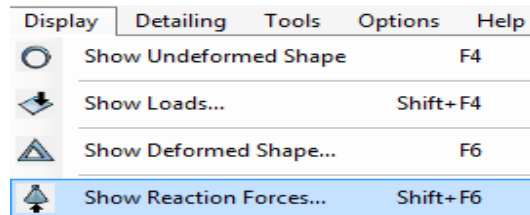


Ilustración N° 131. Deformación en la cimentación

Analizamos los chequeos necesarios para determinar la adecuada respuesta de la cimentación a la demanda estructural.

Verificamos la respuesta de las zapatas que debe ser menor al Esfuerzo Admisible de 3.75 Kg/cm².

Clic en Display:



Se seleccionará la combinación de carga dispuesta para la cimentación, chequeamos que la presión no pase del admisible en todos los plintos, unidades kg/cm², si cumple este parámetro la cimentación cumple con la demanda.

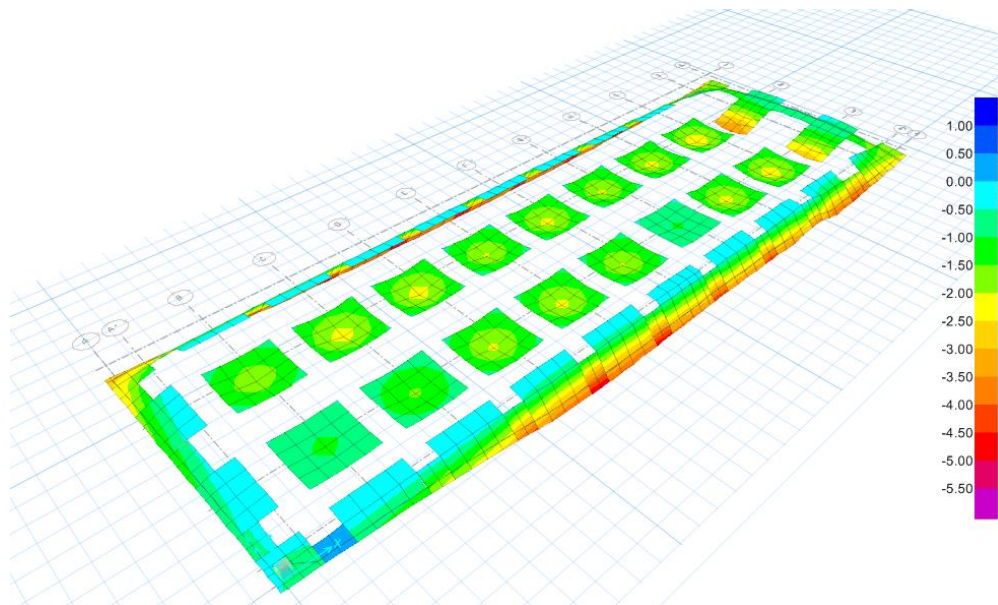


Ilustración N° 132. Presión de las zapatas

Otro chequeo es el punzonamiento, este determina si la altura H de la zapata es la ideal para satisfacer la demanda de la estructura, si satisface deberá aparecer un valor menor a 1.

Clink en la pestaña: Show Punching shear design

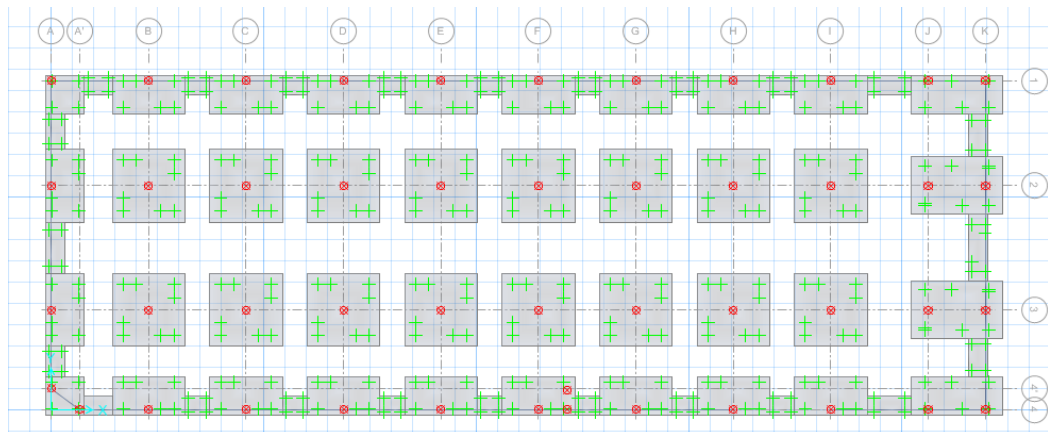
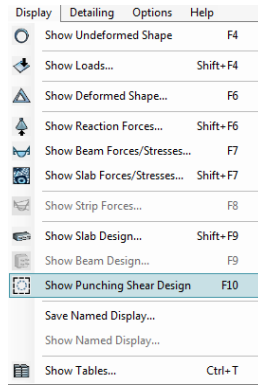


Ilustración N° 133. Cuadro mostrar punzonamiento

Click derecho en el punto de aplicación de carga, seleccionamos la combinación de carga para cimentación y chequeamos el punzonamiento que debe ser menor a 1.

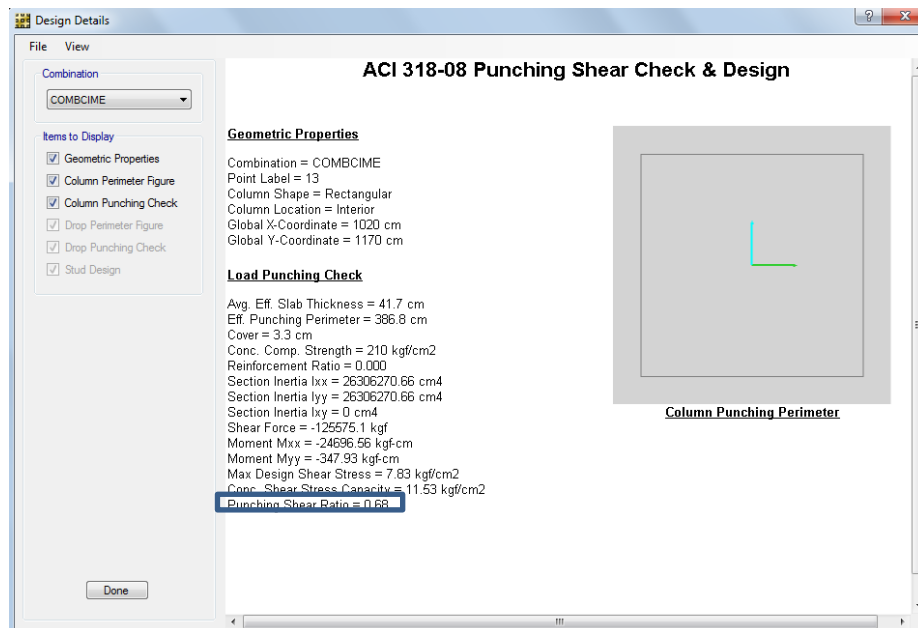


Ilustración N° 134. Cuadro auxiliar chequeo punzonamiento y diseño

6.7.11.2. Método a partir del módulo de balasto, conocido también como Modulo de Winkler en función de la resistencia admisible del terreno en estudio.

Esta tabla se extrajo de la Tesis de maestría “Interacción Suelo-Estructuras: Semi-espacio de Winkler”, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona- España. 1993 (Autor Nelson Morrison).

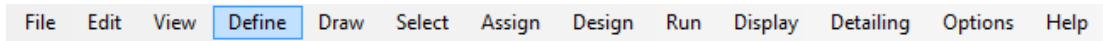
TABLA 54. Módulo de Reacción del suelo

Modulo de Reaccion del Suelo
Datos para SAFE

Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Para el programa Safe, se debe ingresar la propiedad llamada módulo de Winkler, y para el suelo en el sitio donde se ubica el edificio se ha determinado un esfuerzo admisible de 3,75Kg/cm², que equivale a 7,50Kg/cm³ el cuál es el módulo de Winkler:

Definimos las propiedades del suelo:



Por la ruta Soil Subgrade Properties.

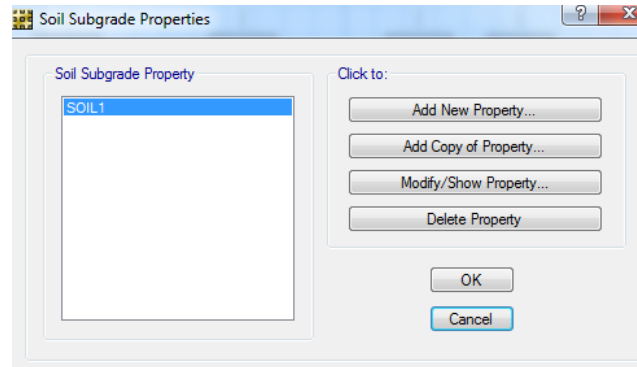


Ilustración N° 135. Cuadro de propiedades de la subrasante del suelo

Ingresamos el valor del coeficiente de balasto, módulo de Winkler: $7,50\text{Kg}/\text{cm}^3$

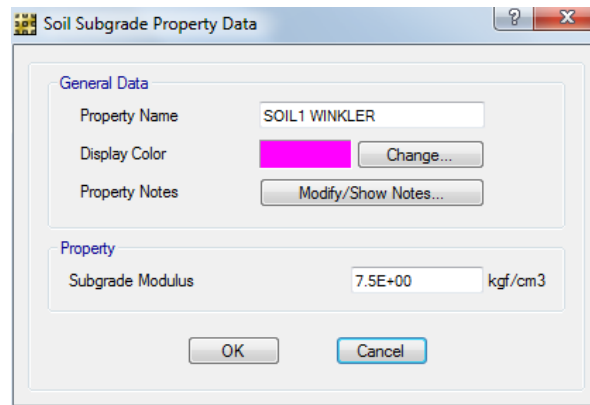


Ilustración N° 136. Cuadro de datos de la subrasante del suelo

Debemos asignar esas propiedades a los elementos de la base de la estructura para conocer su verdadero comportamiento y desempeño.

Seleccionar la cimentación, para asignar la propiedad del suelo portante.

Clic en Assign, y asignamos la propiedad del suelo:

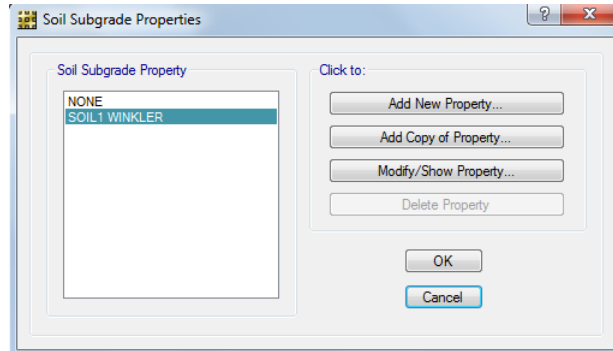
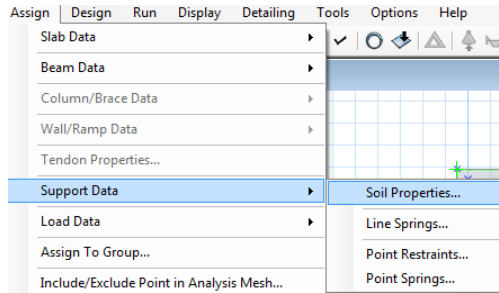


Ilustración N° 137. Asignación de la subrasante del suelo

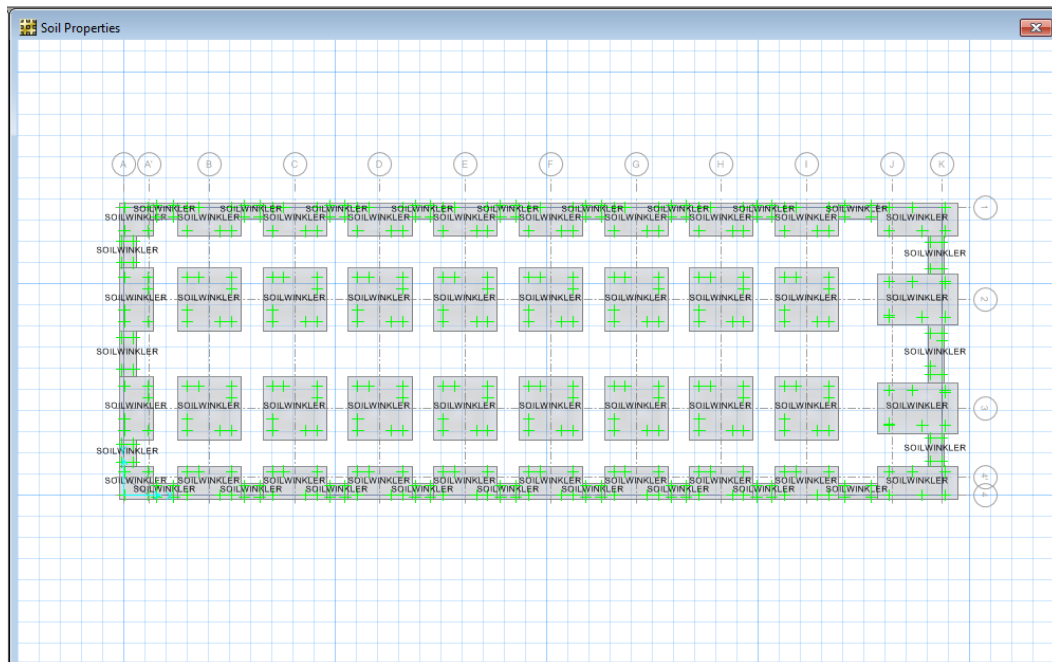
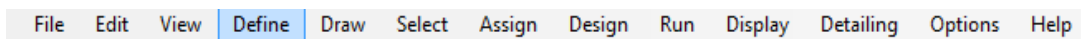


Ilustración N° 138. Vista de la asignación de la subrasante del suelo

Definir casos de carga:



Escogemos la ruta Load Cases

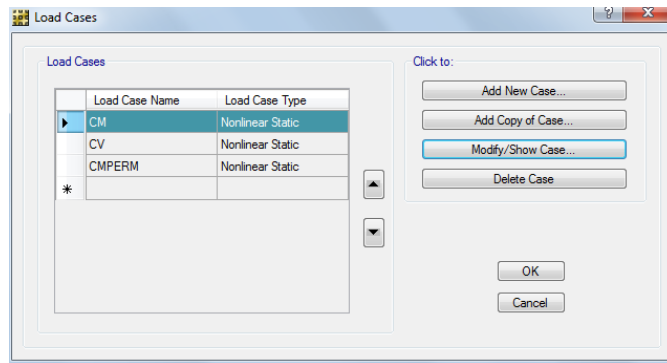


Ilustración N° 139. Cuadro de definición de casos de carga

Para determinar correctamente los esfuerzos de compresión en el suelo con SAFE o cualquier otro software cuando se tiene levantamientos de la fundación (uplift) se debe hacer un análisis no-lineal, para ello se debe convertir a casos de análisis no-lineales todas las combinaciones de carga (o por lo menos aquellas que te generan tracciones). Esto se debe a que el suelo no trabaja a tracción y una vez que la zapata se separa del mismo el comportamiento del sistema deja de ser lineal.

Asignamos el tipo de carga no lineal para cada uno de los casos de carga CM, CMPERM y CV, de la siguiente manera.

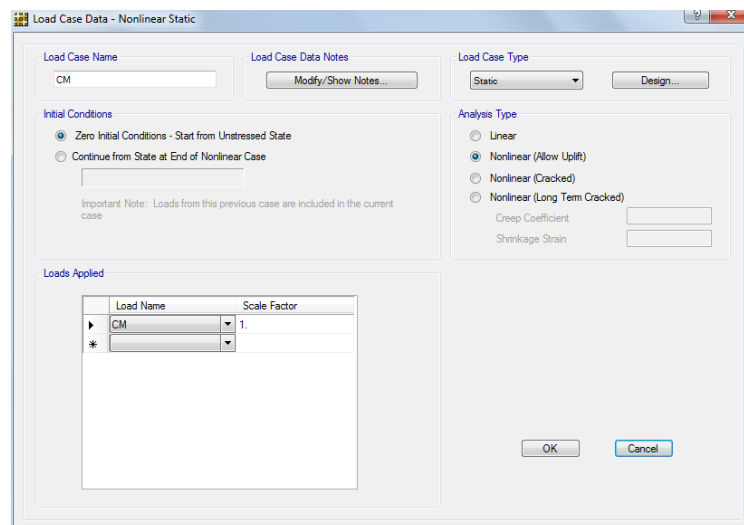
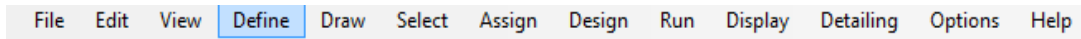


Ilustración N° 140. Cuadro de parámetros de los casos de carga

Definir la combinación de cargas:



Escogemos la ruta Load Combinations , y se interactúa las cargas ya creadas anteriormente en ETABS.

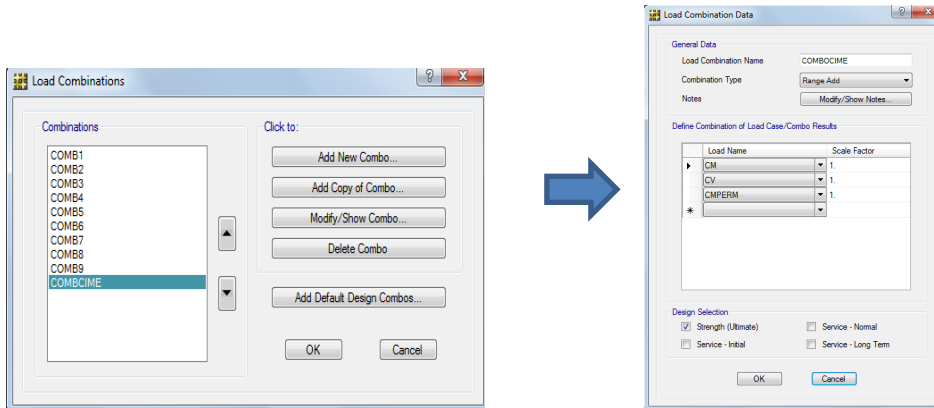


Ilustración N° 141. Cuadro de creación de combinaciones de cargas

Aquí observamos que después de correr el programa, vemos las deformaciones de la cimentación, para la combinación de carga propuesta, unidades mm.

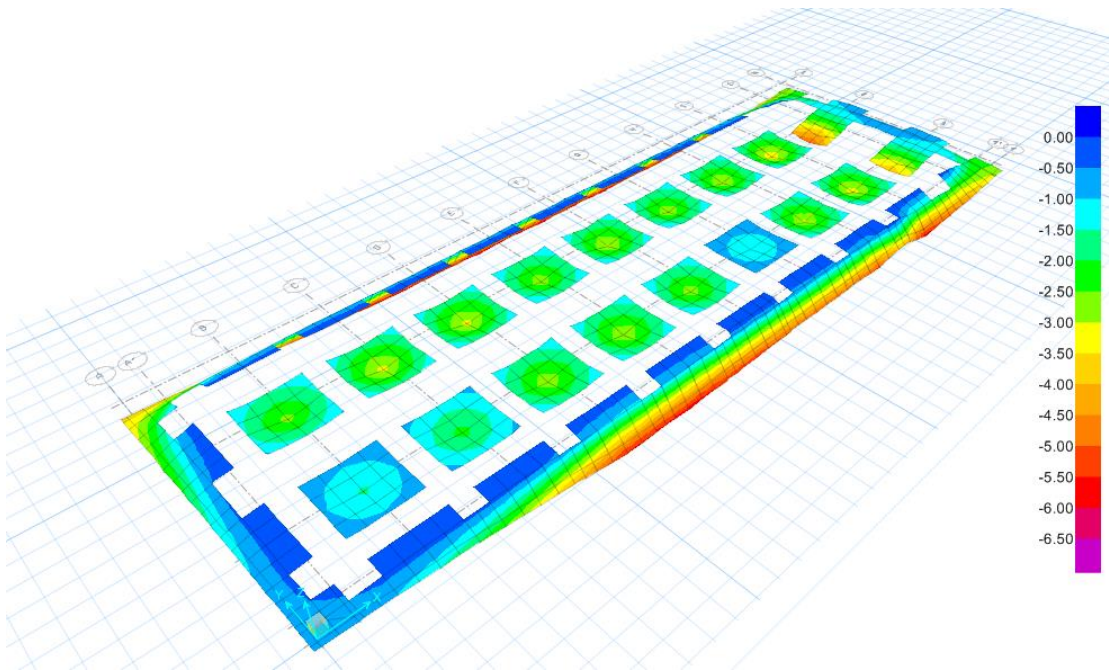
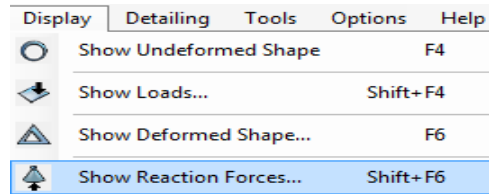


Ilustración N° 142. Deformaciones en la cimentación

Analizamos los chequeos necesarios para determinar la adecuada respuesta de la cimentación a la demanda estructural.

Verificamos la respuesta de las zapatas que debe ser menor al Esfuerzo Admisible de 3.75 Kg/cm².

Clic en Display:



Se seleccionará la combinación de carga dispuesta para la cimentación, chequeamos que la presión no pase del admisible en todos los plintos, unidades kg/cm², si cumple este parámetro la cimentación cumple con la demanda.

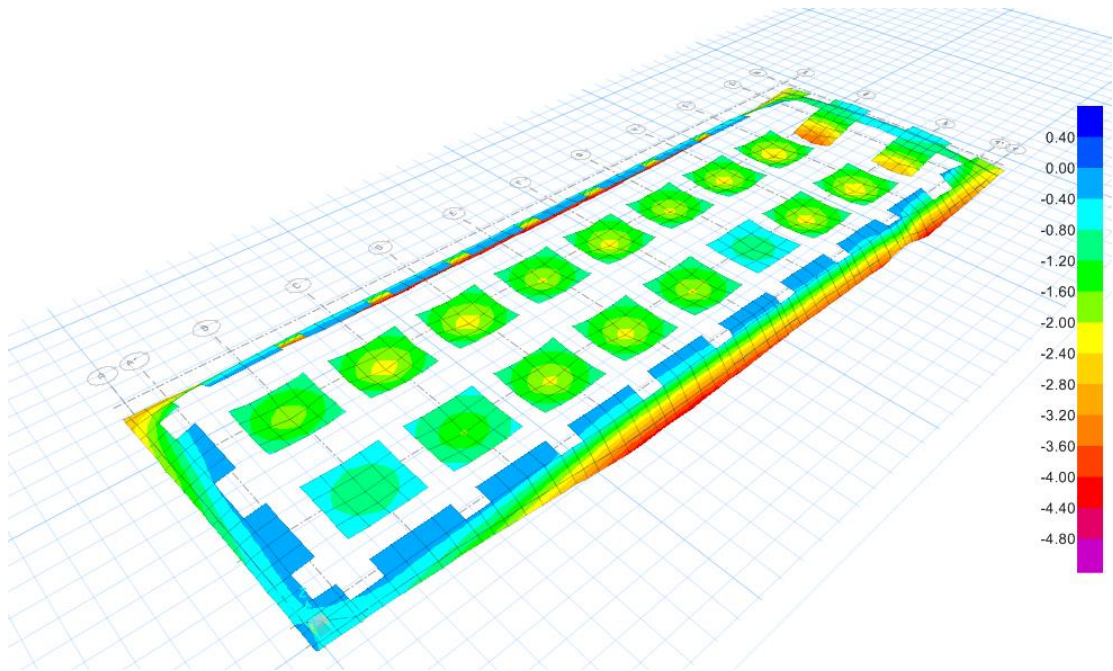


Ilustración N° 143. Presión de las zapatas

Otro chequeo es el punzonamiento, este determina si la altura H de la zapata es la ideal para satisfacer la demanda de la estructura, si satisface deberá aparecer un valor menor a 1.

Clink en la pestaña: Show Punching shear design

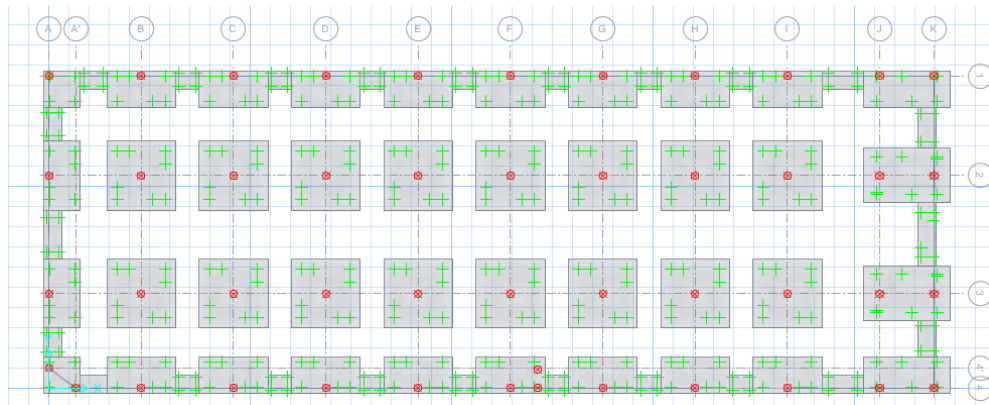
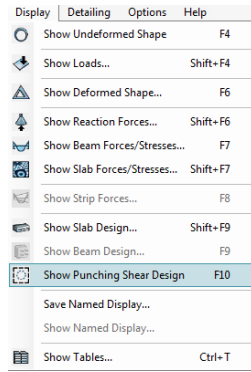


Ilustración N° 144. Cuadro mostrar punzonamiento

Click derecho en el punto de aplicación de carga, seleccionamos la combinación de carga para cimentación y chequeamos el punzonamiento que debe ser menor a 1.

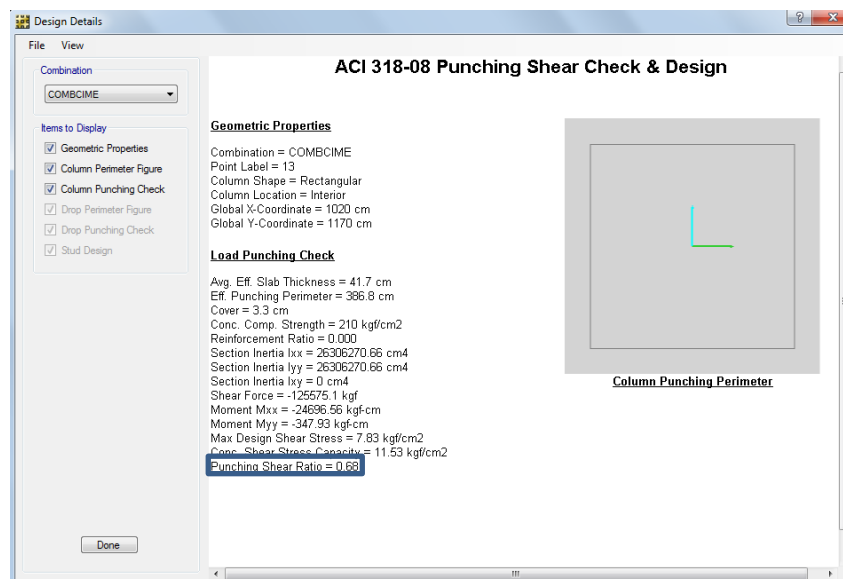


Ilustración N° 145. Cuadro auxiliar de chequeo del punzonamiento y diseño

6.7.11.3. Método a partir del módulo de compresibilidad del suelo E_s

Según DE BEER

1. Cimentación Circular de área A y rigidez infinitamente grande:

$$K = 1,50 \frac{E_s}{\sqrt{A}}$$

2. Cimentación Rectangular $a > b$ y rigidez suficiente para distribución uniforme de presiones:

$$K = 1,330 \frac{E_s}{\sqrt[3]{a b^2}}$$

Coefficiente de Balasto de una cimentación cuadrada $b \times b$ (kg/cm^3)

$$K = 1,50 \frac{E_s}{\sqrt{A}}$$

Dónde:

Es: Módulo de compresibilidad = 10000 Ton/m^2 dato tomado de la tabla # 17

A: Área cimentación

Zapata tipo 1

$b=3.8$ m

$b=3.8$ m

$$K_{3.8 \times 3.8} = 1,50 \frac{10000 \frac{Ton}{m^2}}{\sqrt{3.80 \text{ m} \times 3.8 \text{ m}}}$$

$$K_{3.8 \times 3.8} = 3947.37 \frac{Ton}{m^3}$$

$$K_{3.8 \times 3.8} = 3.95 \frac{Kg}{cm^3}$$

Zapata tipo 3

$$b=2.0 \text{ m}$$

$$b=2.0 \text{ m}$$

$$K_{2x2} = 1,50 \frac{10000 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}}{\sqrt{2.0 \text{ m} \times 2.0 \text{ m}}}$$

$$K_{2x2} = 7500.00 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$$

$$K_{2x2} = 7.5 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^3}$$

Coefficiente de Balasto de una cimentación rectangular $K_{b,l}$ (kg/cm^3)

$$K = 1,330 \frac{E_s}{\sqrt[3]{a b^2}}$$

Dónde:

Es: Módulo de compresibilidad = $10000 \text{ Ton}/\text{m}^2$ dato tomado de la tabla # 17

a: largo de la zapata, l

b: ancho de la zapata, b

Zapata tipo 2

$$b=2.0 \text{ m}$$

$$l=3.8 \text{ m}$$

$$K_{2x3.8} = 1,330 \frac{10000 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}}{\sqrt[3]{3.8 \text{ m} \times (2.0 \text{ m})^2}}$$

$$K_{2x3.8} = 5369.13 \frac{Ton}{m^3}$$

$$K_{2x3.8} = 5.37 \frac{kg}{cm^3}$$

Zapata tipo 4

$$b=2.0 \text{ m}$$

$$l=4.8 \text{ m}$$

$$K_{2x4.8} = 1,330 \frac{10000 \frac{Ton}{m^2}}{\sqrt[3]{4.8 \text{ m} \times (2.0 \text{ m})^2}}$$

$$K_{2x4.8} = 4966.89 \frac{Ton}{m^3}$$

$$K_{2x4.8} = 4.97 \frac{kg}{cm^3}$$

Zapata tipo 5

$$b=3.0 \text{ m}$$

$$l=4.8 \text{ m}$$

$$K_{3x4.8} = 1,330 \frac{10000 \frac{Ton}{m^2}}{\sqrt[3]{4.8 \text{ m} \times (3.0 \text{ m})^2}}$$

$$K_{3x4.8} = 3790.45 \frac{Ton}{m^3}$$

$$K_{3 \times 4.8} = 3.79 \frac{kg}{cm^3}$$

TABLA 55. Resumen coeficientes de balasto de las zapatas

RESUMEN DE RESULTADOS COEFICIENTE DE BALASTO DE LAS ZAPATAS				
DIMENSIONES				
TIPO DE ZAPATAS	a (m)	b (m)	h (m)	Coficiente de balasto Kg/cm ³
cuadradas				
1	2	2	0.45	7.50
3	3.8	3.8	0.45	3.95
rectangulares				
2	2	3.8	0.45	5.37
4	2	4.8	0.45	4.97
5	3	4.8	0.45	3.79

Trabe tipo 1

b=1.0 m

l=2.0 m

$$K_{1 \times 2} = 1,330 \frac{10000 \frac{Ton}{m^2}}{\sqrt[3]{2.0 m \times (1.0 m)^2}}$$

$$K_{1 \times 2} = 10556.22 \frac{Ton}{m^3}$$

$$K_{1 \times 2} = 10.56 \frac{kg}{cm^3}$$

Trabe tipo 2

b=1.0 m

l=3.0 m

$$K_{1x2} = 1,330 \frac{10000 \frac{Ton}{m^2}}{\sqrt[3]{3.0 m \times (1.0 m)^2}}$$

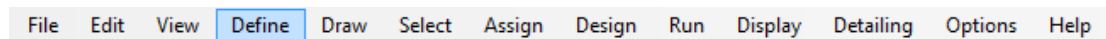
$$K_{1x2} = 9221.70 \frac{Ton}{m^3}$$

$$K_{1x2} = 9.22 \frac{kg}{cm^3}$$

TABLA 56. Resumen coeficientes de balasto trabe

RESUMEN DE RESULTADOS COEFICIENTE DE BALASTO DE TRABES				
DIMENSIONES				
TIPO	a (m)	b (m)	h (m)	Coficiente de balasto Kg/cm3
	rectangulares			
1	1	2.0	0.45	10.56
2	1	3.0	0.45	9.22

Definimos las propiedades del suelo:



Por la ruta Soil Subgrade Properties.

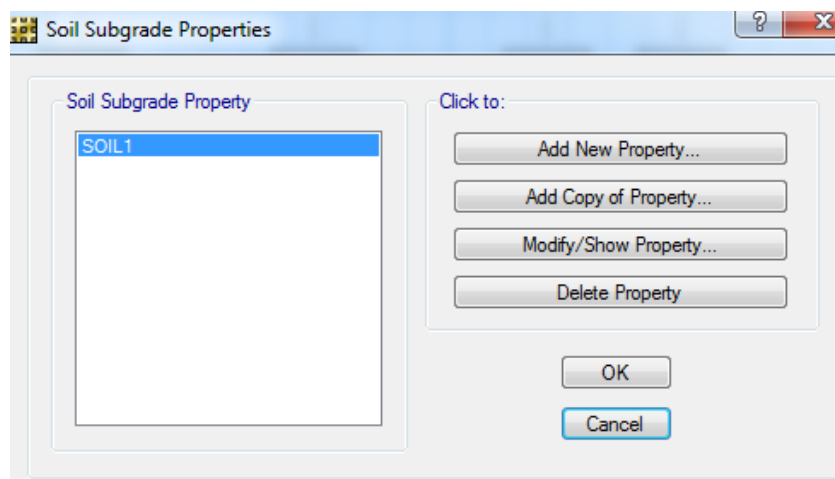


Ilustración N° 146. Cuadro definir propiedades de la subrasante del suelo

TABLA 57. Resumen de coeficientes de balasto de acuerdo al área cargada

TIPO	COEFICIENTES DE BALASTO			
	DIMENSIONES			Coeficiente de balasto Kg/cm ³
	b (m)	l (m)	h (m)	
	cuadradas			
1	2	2	0.45	7.50
3	3.8	3.8	0.45	3.95
	rectangulares			
2	2	3.8	0.45	5.37
4	2	4.8	0.45	4.97
5	3	4.8	0.45	3.79
	trabe			
1	1	2.0	0.45	10.56
2	1	3.0	0.45	9.22

Definimos un coeficiente de balasto para cada tipo de cimentación de acuerdo al área cargada.

ZAPATAS

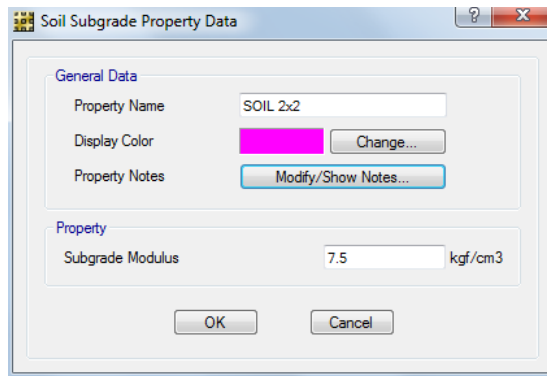


Ilustración N° 147. Propiedades de la subrasante zapata 2 x 2

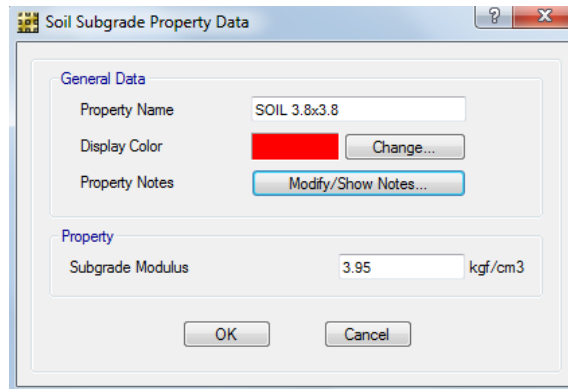


Ilustración N° 148. Propiedades de la subrasante zapata 3.8 x 3.8

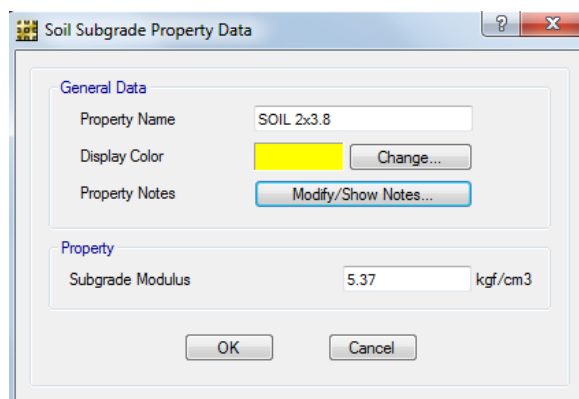


Ilustración N° 149. Propiedades de la subrasante zapata 2 x 3.8

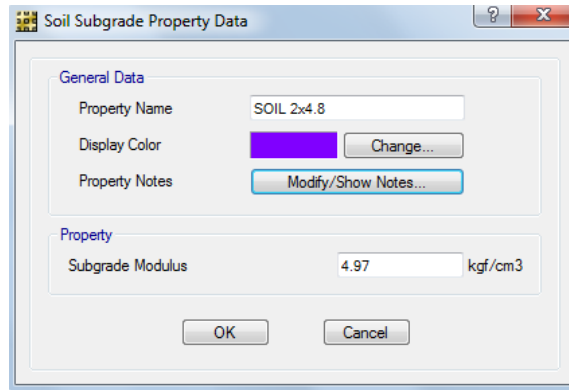


Ilustración N° 150. Propiedades de la subrasante zapata 2 x 4.8

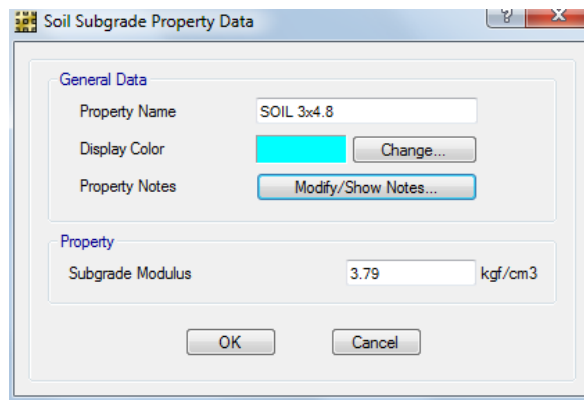


Ilustración N° 151. Propiedades de la subrasante zapata 3 x 4.8

TRABE

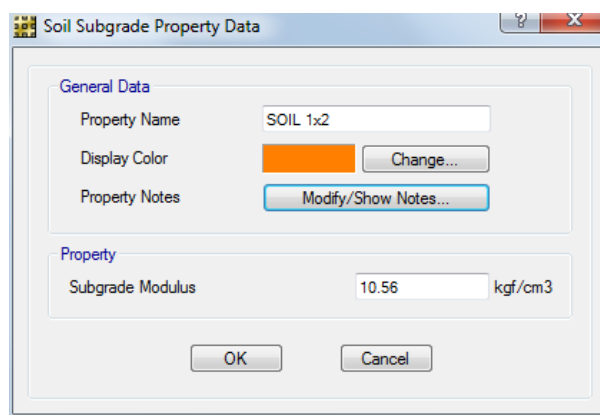


Ilustración N° 152. Propiedades de la subrasante trabe 1 x 2

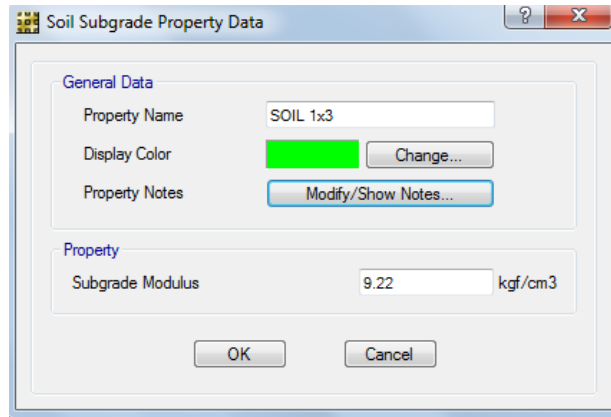


Ilustración N° 153. Propiedades de la subrasante trabe 1 x 3

Debemos asignar esas propiedades a los elementos de la base de la estructura para conocer su verdadero comportamiento y desempeño.

Seleccionar cada tipo de zapata, para asignar la propiedad del suelo portante.

Clic en Assign, y asignamos la propiedad del suelo:

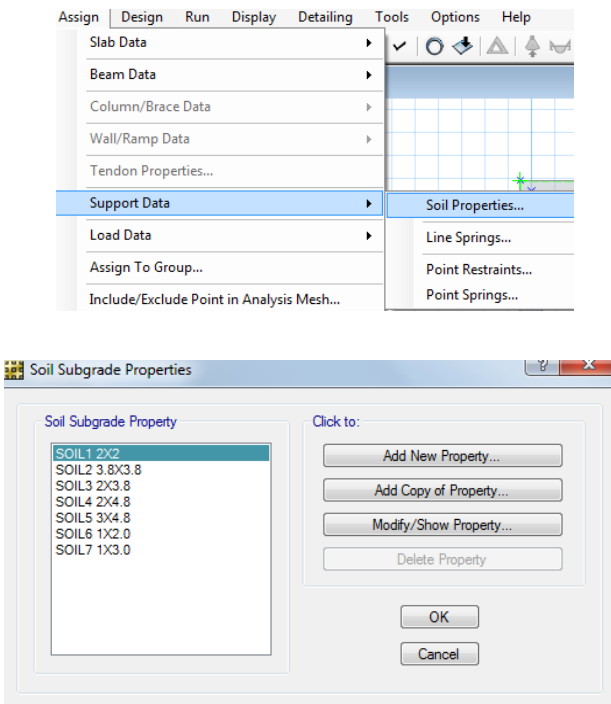


Ilustración N° 154. Asignación de la subrasante del suelo

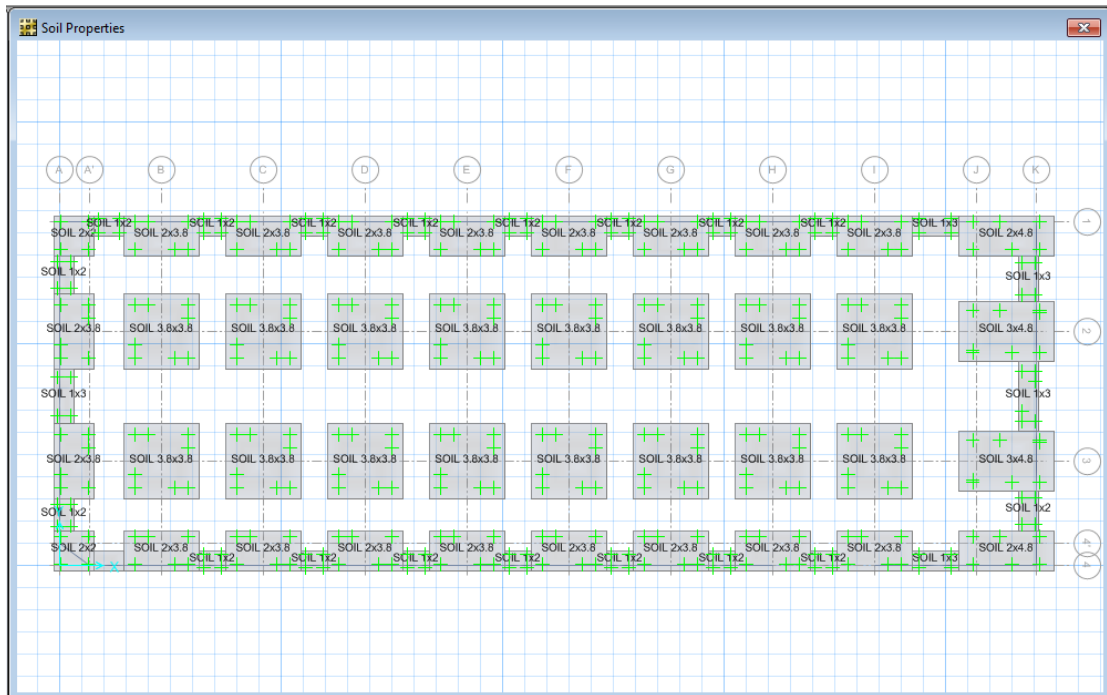


Ilustración N° 155. Vista de la asignación de la subrasante del suelo

Definir casos de carga:



Escogemos la ruta Load Cases

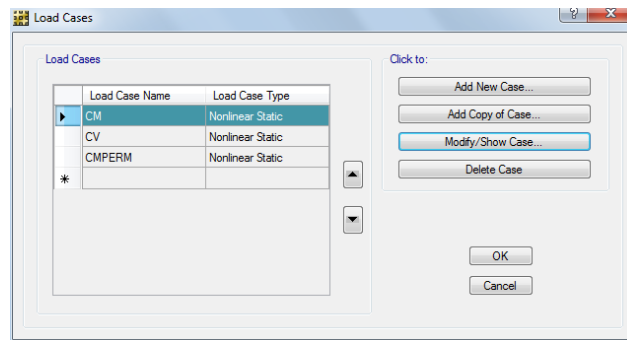


Ilustración N° 156. Cuadro definir los casos de carga

Para determinar correctamente los esfuerzos de compresión en el suelo con SAFE o cualquier otro software cuando se tiene levantamientos de la fundación (uplift) se debe hacer un análisis no-lineal, para ello se debe convertir a casos de análisis no-lineales todas las combinaciones de carga (o por lo menos aquellas que generan tracciones). Esto se debe a que el suelo no trabaja a tracción y una vez

que la zapata se separa del mismo el comportamiento del sistema deja de ser lineal.

Asignamos el tipo de carga no lineal para cada uno de los casos de carga CM, CMPERM y CV, de la siguiente manera.

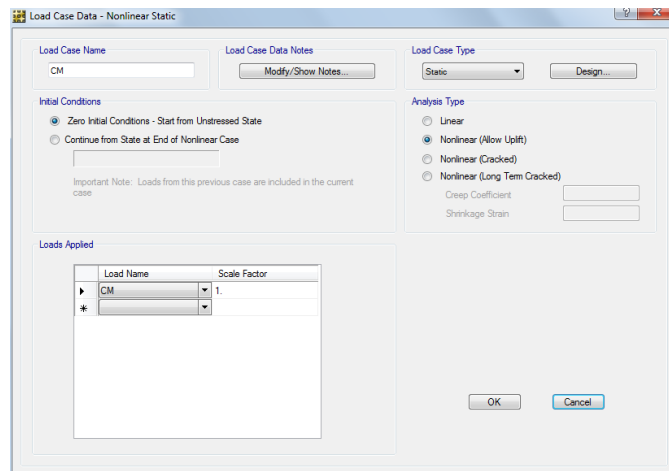


Ilustración N° 157. Cuadro definir parámetros de los casos de carga

Definir la combinación de cargas:



Escogemos la ruta Load Combinations , y se interactúa las cargas ya creadas anteriormente en ETABS.

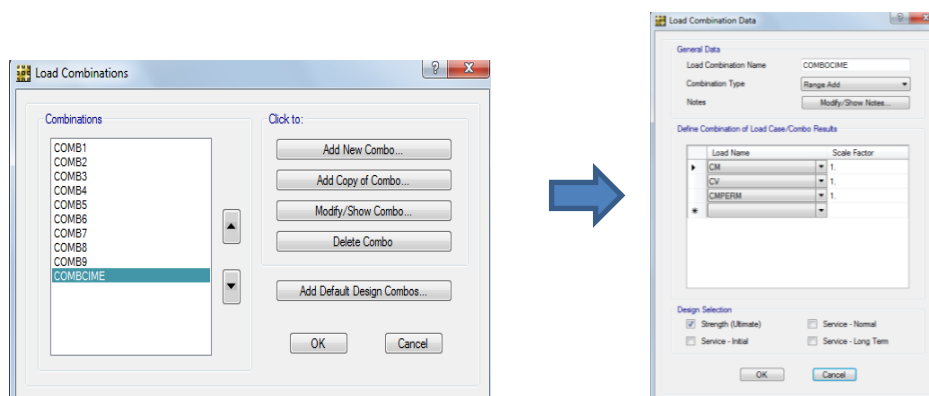


Ilustración N° 158. Cuadro definir combinaciones de carga

Aquí observamos que después de correr el programa, vemos las deformaciones de la cimentación, para la combinación de carga propuesta, unidades mm.

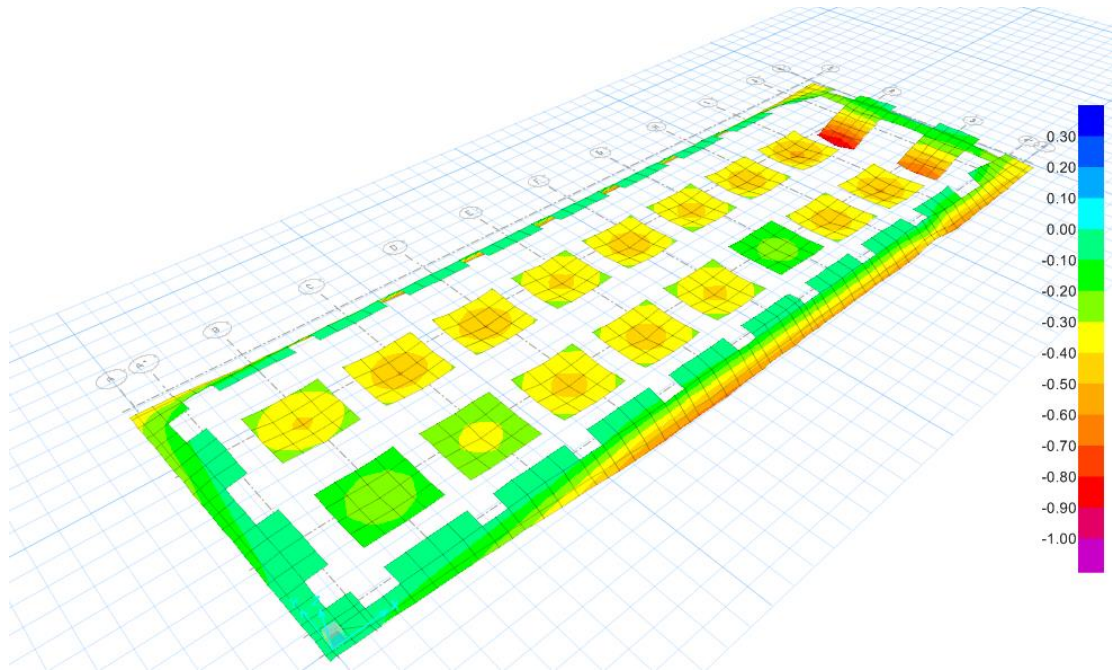
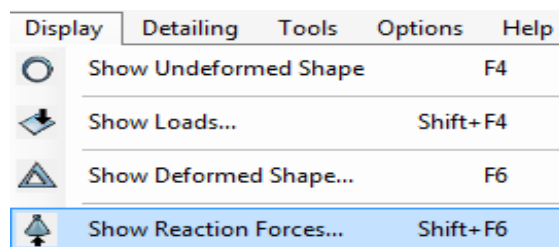


Ilustración N° 159. Deformaciones en la cimentacion

Analizamos los chequeos necesarios para determinar la adecuada respuesta de la cimentación a la demanda estructural.

Verificamos la respuesta de las zapatas que debe ser menor al Esfuerzo Admisible de 3.75 Kg/cm².

Clic en Display:



Se seleccionará la combinación de carga dispuesta para la cimentación, chequeamos que la presión no pase del admisible en todos los plintos, unidades kg/cm², si cumple este parámetro la cimentación cumple con la demanda.

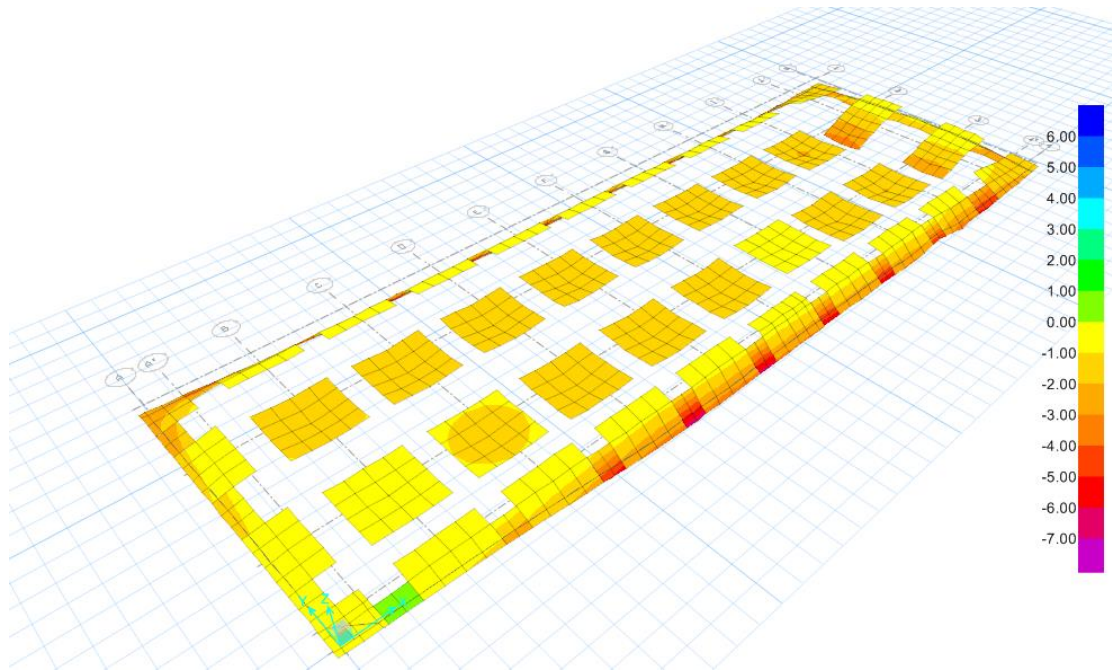
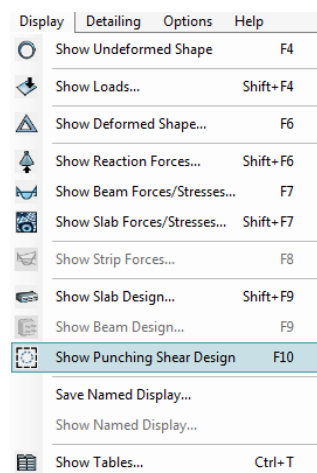


Ilustración N° 160. Presión de las zapatas

Otro chequeo es el punzonamiento, este determina si la altura H de la zapata es la ideal para satisfacer la demanda de la estructura, si satisface deberá aparecer un valor menor a 1.

Clink en la pestaña: Show Punching shear design



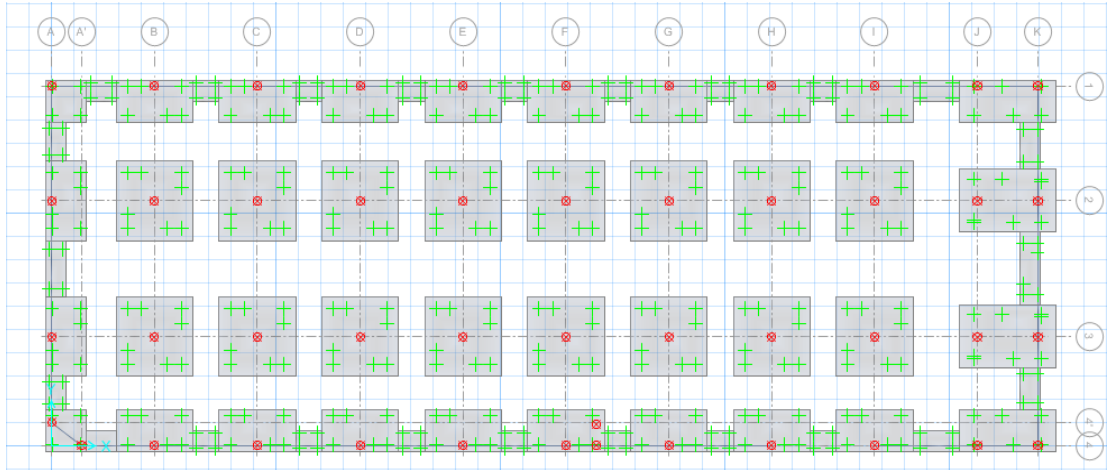


Ilustración N° 161. Cuadro mostrar punzonamiento en las zapatas

Click derecho en el punto de aplicación de carga, seleccionamos la combinación de carga para cimentación y chequeamos el punzonamiento que debe ser menor a 1.

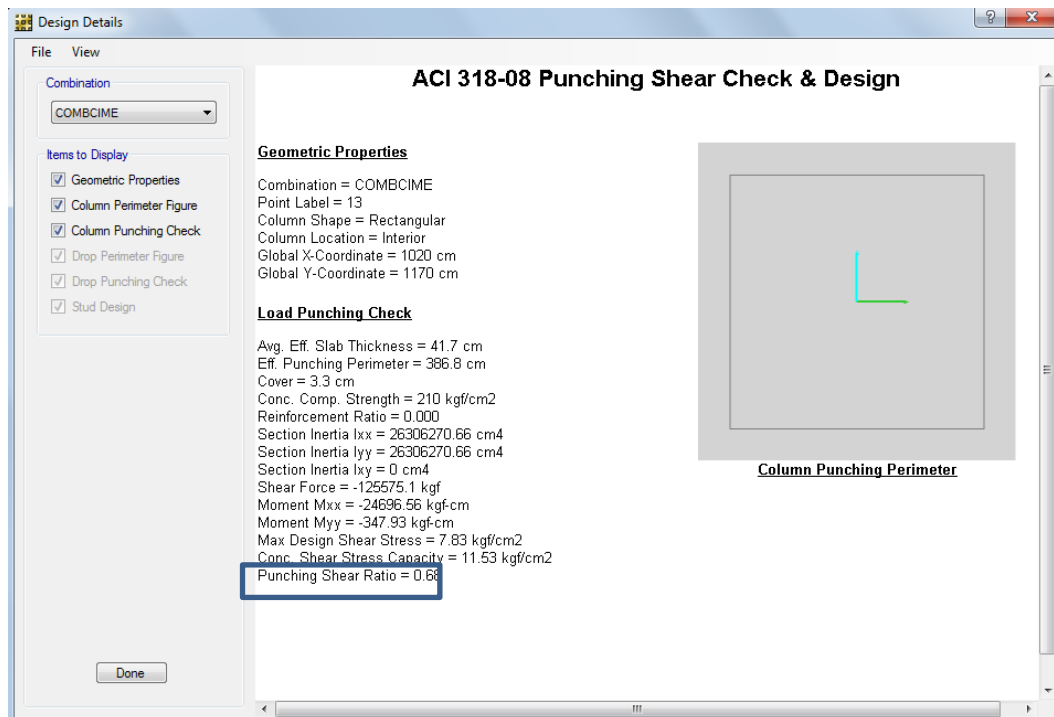


Ilustración N° 162. Cuadro auxiliar chequeo punzonamiento y diseño

6.7.12. Comparación de resultados coeficientes de balasto.

6.7.12.1. Valores del coeficiente de balasto.

Tipo de cimentación para el análisis

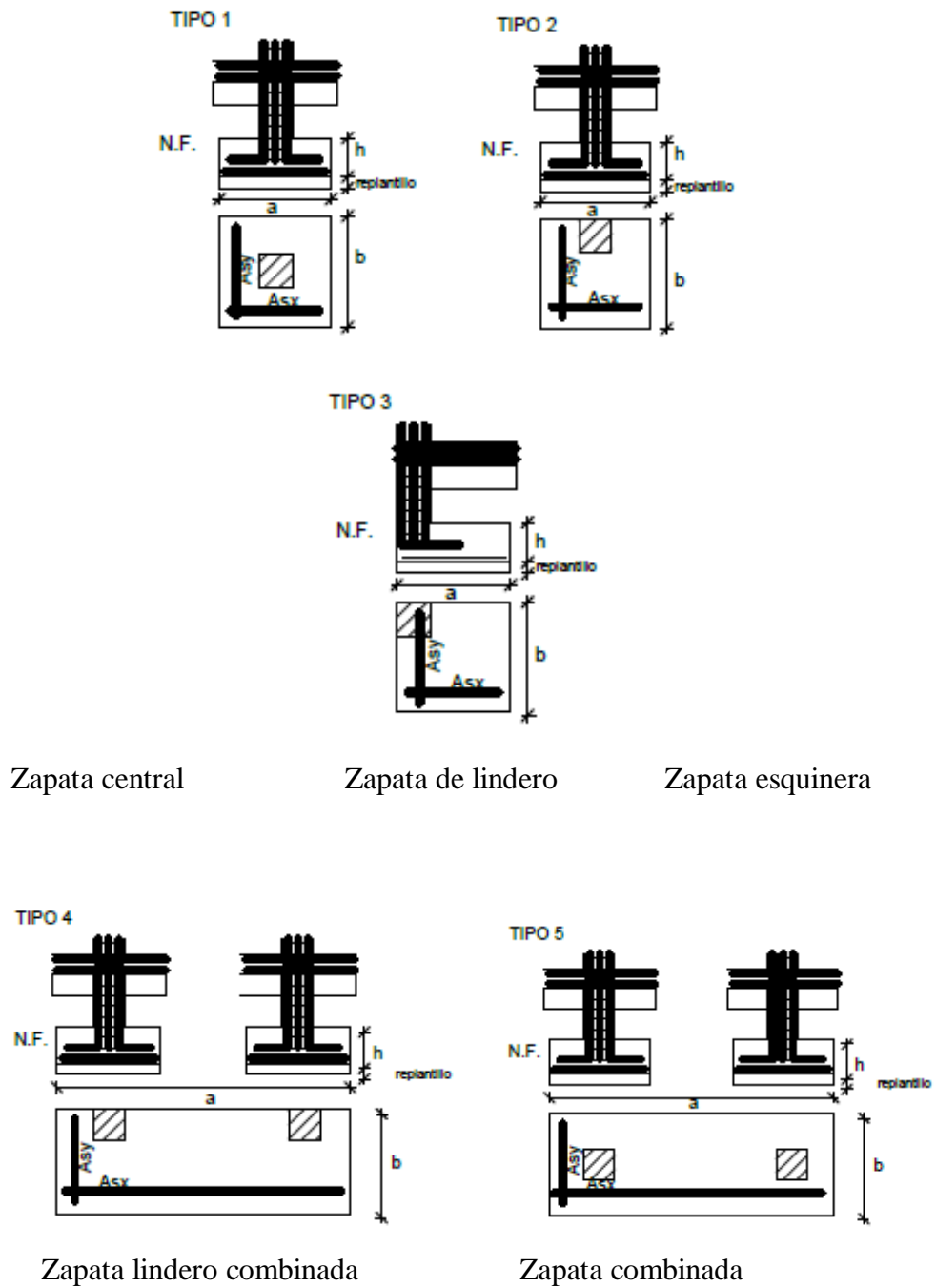


Figura N° 68. Tipo de cimentación para el análisis

TABLA 58. Resumen Coeficientes de Balasto en estudio

COMPARACIÓN DE COEFICIENTES DE BALASTO OBTENIDOS						
Tipo	DIMENSIONES			COEFICIENTE DE BALASTO		
	a (m)	b (m)	h (m)	De acuerdo Terzaghi (Kg/cm ³)	De acuerdo Nelson Morrison (Kg/cm ³)	De acuerdo De Beer (Kg/cm ³)
1	3.8	3.8	0.45	6.98	7.50	3.95
2	2.0	3.8	0.45	6.68	7.50	5.37
3	2.0	2.0	0.45	7.94	7.50	7.50
4	2.0	4.8	0.45	6.39	7.50	4.97
5	3.0	4.8	0.45	6.35	7.50	3.79
1'	1.0	2.0	0.45	8.45	7.50	10.56
2'	1.0	3.0	0.45	7.89	7.50	9.22

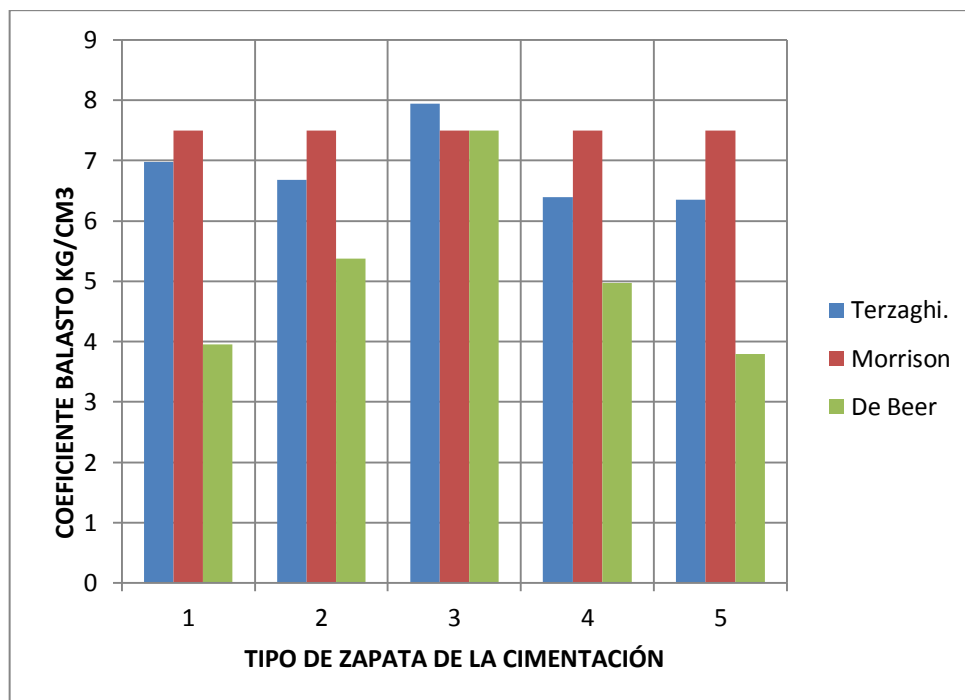


Figura N° 69. Comparación Coeficientes de balasto

6.7.12.2. Verificación de la presión de las zapatas que debe ser menor al Esfuerzo Admisible del suelo: 3.75 Kg/cm².

TABLA 59. Resumen resultados presión admisible de acuerdo a coeficientes de balasto en estudio.

RESULTADOS PRESIÓN ZAPATAS										
UBICACIÓN		DIMENSIONES			COEFICIENTE DE BALASTO					
Tipo	Zapata	a (m)	b (m)	h (m)	De acuerdo Terzaghi (Kg/cm ³)		De acuerdo Nelson Morrison (Kg/cm ³)		De acuerdo De Beer (Kg/cm ³)	
					Presión zapata Kg/cm².					
1	2I	3.8	3.8	0.45	-2.53		-2.58		-2.17	
2	4I	2.0	3.8	0.45	-3.28		-3.49		-2.82	
3	1A	2.0	2.0	0.45	-2.66		-2.63		-2.48	
4	4 J-K	2.0	4.8	0.45	-2.66	-2.11	-2.89	-2.21	-2.27	-1.89
5	2 J-K	3.0	4.8	0.45	-3.10	-0.78	-3.19	-0.83	-2.86	-0.56

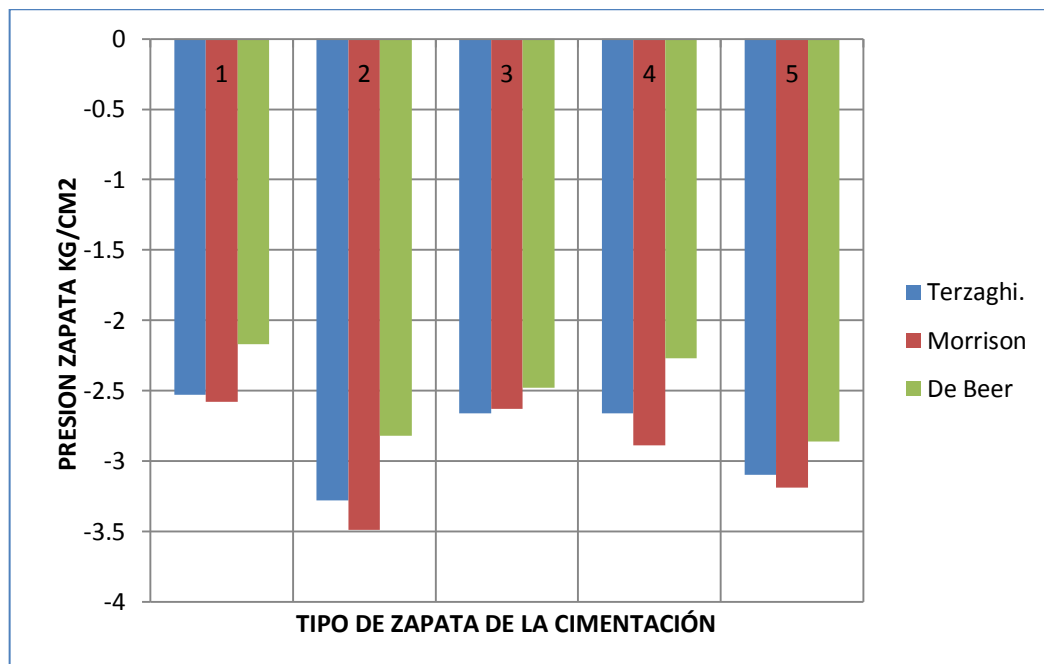


Figura N° 70. Comparación Presión de las zapatas

6.7.12.3. Chequeo de punzonamiento en la zapatas con la combinación de cargas para cimentación.

TABLA 60. Resumen resultados punzonamiento de acuerdo a coeficientes de balasto en estudio

RESUMEN RESULTADOS PUNZONAMIENTO										
UBICACIÓN		DIMENSIONES			COEFICIENTE DE BALASTO					
Tipo	Zapata	a (m)	b (m)	h (m)	De acuerdo Terzaghi (Kg/cm ³)		De acuerdo Nelson Morrison (Kg/cm ³)		De acuerdo De Beer (Kg/cm ³)	
					Punzonamiento < 1					
1	2I	3.8	3.8	0.45	0.74		0.73		0.75	
2	4I	2.0	3.8	0.45	0.47		0.46		0.48	
3	1A	2.0	2.0	0.45	0.53		0.52		0.53	
4	4 J-K	2.0	4.8	0.45	0.25	0.33	0.24	0.32	0.26	0.34
5	2 J-K	3.0	4.8	0.45	0.62	0.12	0.62	0.12	0.62	0.12

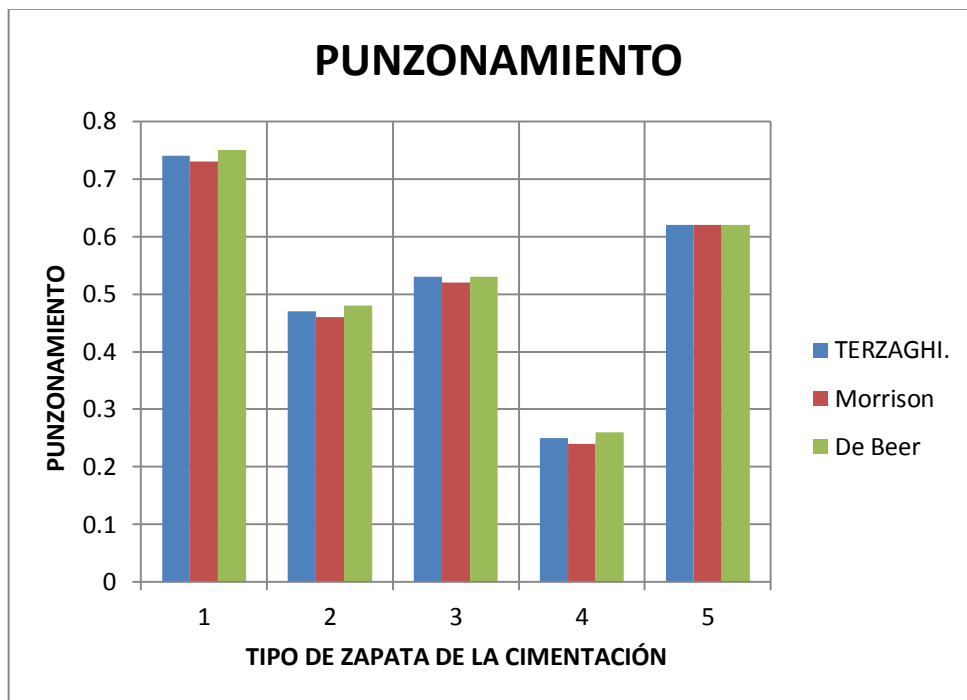


Figura N° 71. Comparación Punzonamiento

6.7.12.4. Deformaciones en las cimentaciones

Tipos de cimentaciones y puntos de deformación para el análisis

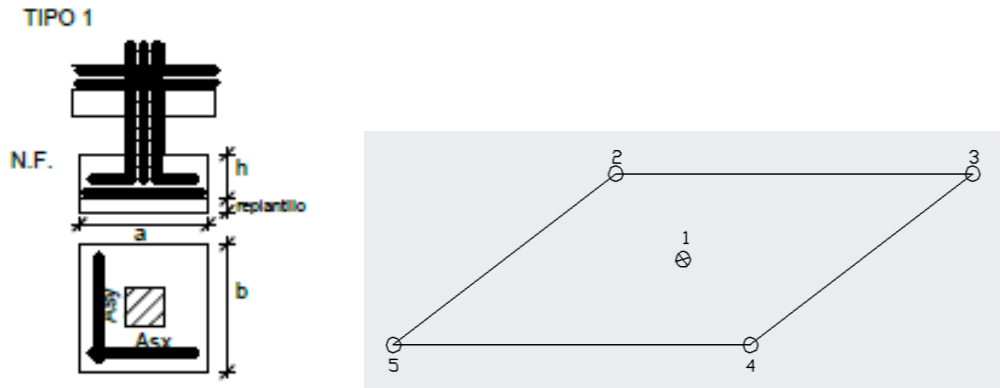


Figura N° 72. Zapata tipo 1 (central) y puntos de deformación.

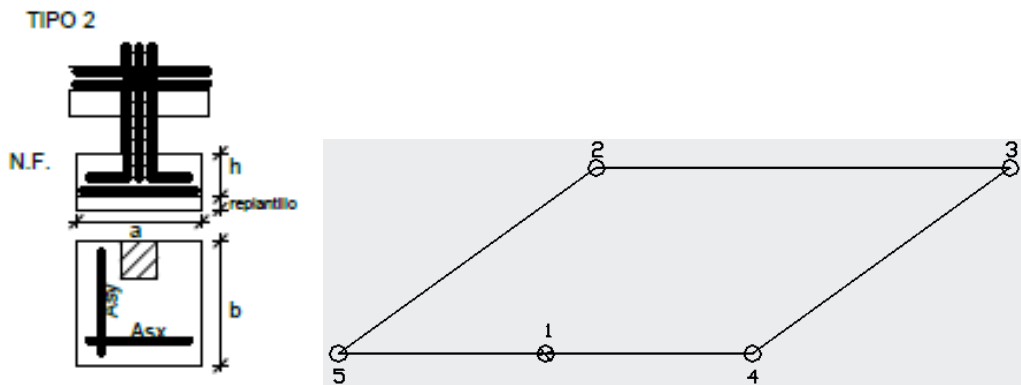


Figura N° 73. Zapata tipo 2 (lindero) y puntos de deformación.

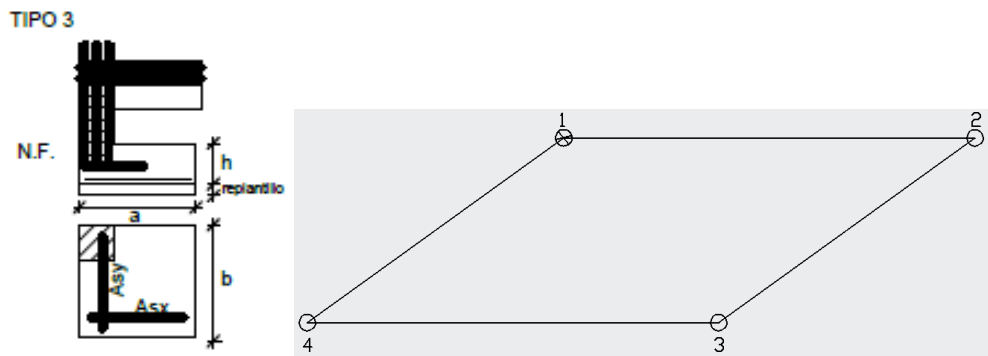


Figura N° 74. Zapata tipo 3 (esquinera) y puntos de deformación.

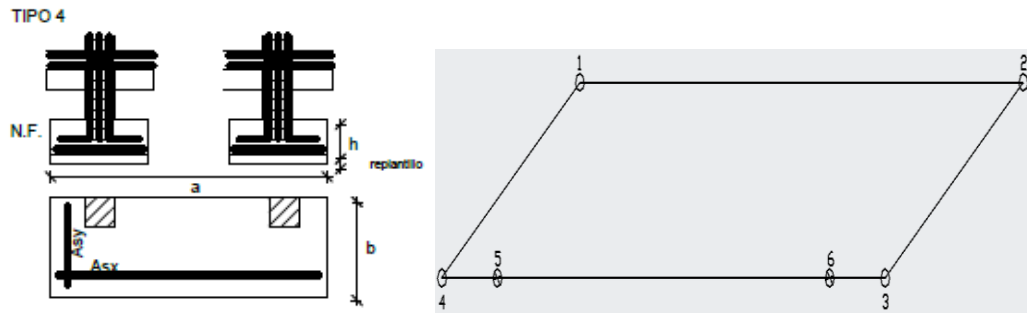


Figura N° 75. Zapata tipo 4 (lindero combinada) y puntos de deformación.

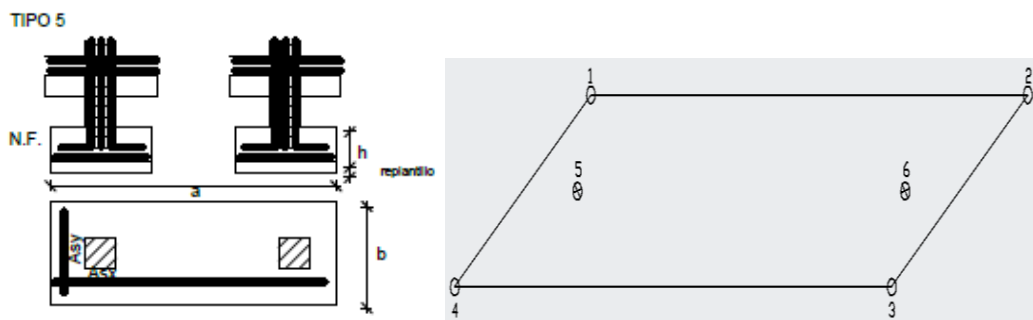


Figura N° 76. Zapata tipo 5 (central combinada) y puntos de deformación.

Asentamientos con los coeficientes de balasto calculados de acuerdo a las dimensiones de las zapatas, Terzaghi

TABLA 61. Asentamientos en los puntos de análisis en estudio

RESUMEN ASENTAMIENTOS										
UBICACIÓN		DIMENSIONES			COEFICIENTE DE BALASTO					
					De acuerdo Terzaghi (Kg/cm ³)					
Tipo	Zapata	a (m)	b (m)	h (m)	Asentamientos mm					
					1	2	3	4	5	6
1	2I	3.8	3.8	0.45	-3.62	-1.36	-1.36	-1.33	-1.33	
2	4I	2.0	3.8	0.45	-4.91	0.00	0.00	-5.51	-4.52	
3	1A	2.0	2.0	0.45	-3.35	-3.70	-0.81	-2.94		
4	4 J-K	2.0	4.8	0.45	-0.07	-2.28	-3.16	-4.98	-4.16	-3.30
5	2 J-K	3.0	4.8	0.45	-4.97	-1.19	-0.64	-4.86	-4.88	-1.22

Asentamientos con los coeficientes de balasto, obtenidos de la tabla de la Tesis de maestría “Interacción Suelo-Estructuras: Semi-espacio de Winkler”, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona- España. 1993 (Autor Nelson Morrison). Módulo de Winkler

TABLA 62. Asentamientos en los puntos de análisis en estudio

RESUMEN ASENATAMIENTOS										
UBICACIÓN		DIMENSIONES			COEFICIENTE DE BALASTO					
					De acuerdo Nelson Morrison (Kg/cm3)					
Tipo	Zapata	a (m)	b (m)	h (m)	Asentamientos mm					
					1	2	3	4	5	6
1	2I	3.8	3.8	0.45	-3.45	-1.21	-1.21	-1.19	-1.19	
2	4I	2.0	3.8	0.45	-4.65	0.00	0.00	-5.20	-4.30	
3	1A	2.0	2.0	0.45	-3.51	-3.77	-0.85	-3.06		
4	4 J-K	2.0	4.8	0.45	-0.002	-2.02	-2.78	-4.65	-3.85	-2.95
5	2 J-K	3.0	4.8	0.45	-4.16	-1.11	-0.61	-4.08	-4.25	-1.11

Asentamientos con los coeficientes de balasto, obtenidos Según De Beer, en el que influye el módulo de elasticidad del suelo E_s , que varía de acuerdo al tipo de suelo en estudio.

TABLA 63. Asentamientos en los puntos de análisis en estudio

RESUMEN ASENATAMIENTOS										
UBICACIÓN		DIMENSIONES			COEFICIENTE DE BALASTO					
					De acuerdo De Beer (Kg/cm3)					
Tipo	Zapata	a (m)	b (m)	h (m)	Asentamientos mm					
					1	2	3	4	5	6
1	2I	3.8	3.8	0.45	-5.50	-3.10	-3.10	-3.05	-3.05	
2	4I	2.0	3.8	0.45	-5.25	0.00	0.00	-5.87	-4.77	
3	1A	2.0	2.0	0.45	-3.30	-3.73	-0.82	-2.90		
4	4 J-K	2.0	4.8	0.45	-0.21	-2.63	-3.70	-5.37	-4.56	-3.80
5	2 J-K	3.0	4.8	0.45	-8.41	-1.15	-0.64	-8.32	-7.54	-1.48

6.7.12.5. Comparación de resultados de asentamientos de acuerdo a los coeficientes de balasto calculados.

Zapata tipo 1 (Central)

UBICACIÓN		DIMENSIONES		
Tipo	Zapata	a (m)	b (m)	h (m)
1	2I	3.8	3.8	0.45

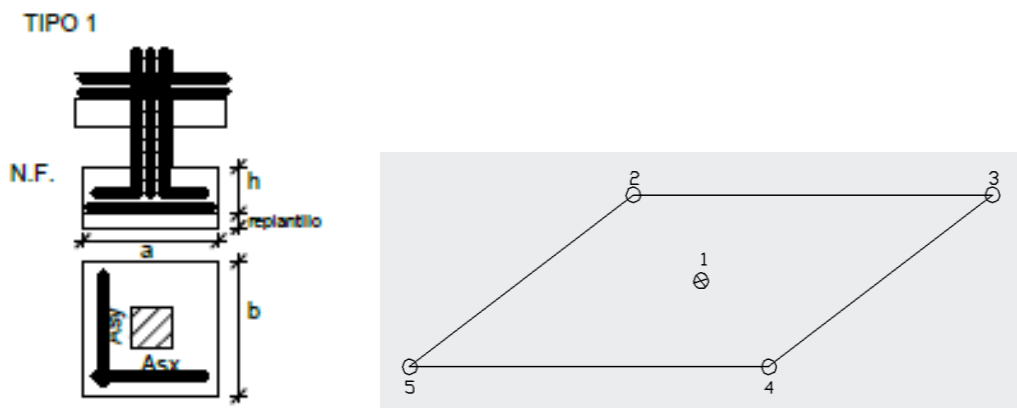


Figura N° 77. Zapata tipo 1 (central) y puntos de deformación.

TABLA 64. Comparación de los asentamientos con los tres cálculos zapata tipo 1 central

COMPARACIÓN DE ASENTAMIENTOS				
Zapata tipo 1	Puntos	COEFICIENTE DE BALASTO		
		De acuerdo Terzaghi (Kg/cm ³)	De acuerdo Nelson Morrison (Kg/cm ³)	De acuerdo De Beer (Kg/cm ³)
Asentamientos (mm)	1	-3.62	-3.45	-5.50
	2	-1.36	-1.21	-3.10
	3	-1.36	-1.21	-3.10
	4	-1.33	-1.19	-3.05
	5	-1.33	-1.19	-3.05

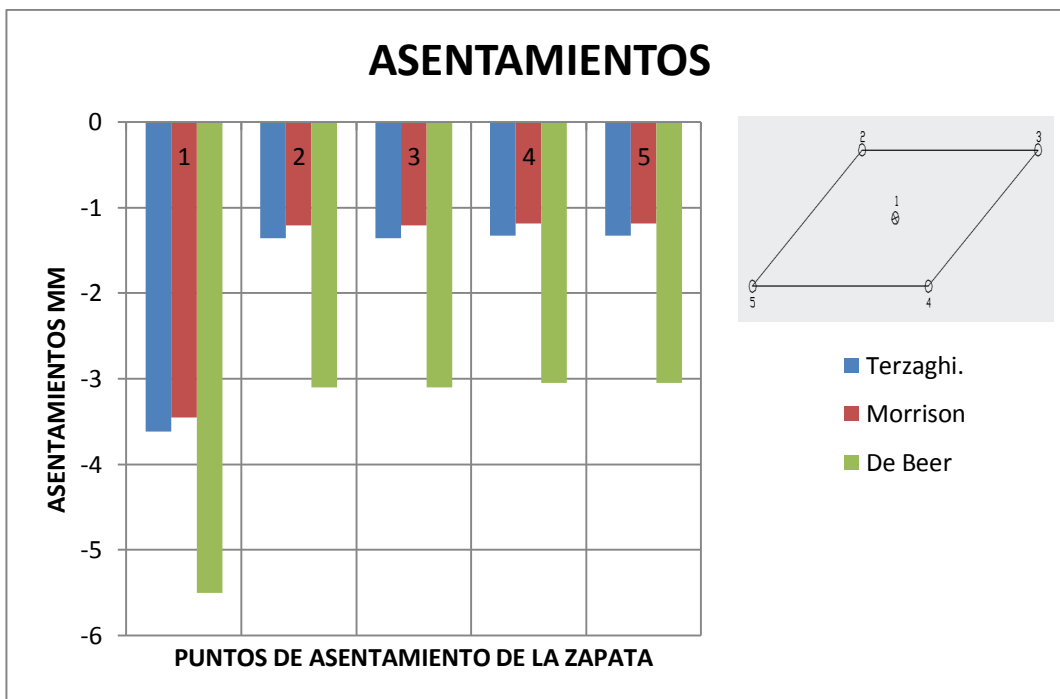


Figura N° 78. Asentamientos en la Zapata tipo 1 central

Zapata tipo 2 (Lindero)

UBICACIÓN		DIMENSIONES		
Tipo	Zapata	a (m)	b (m)	h (m)
2	4I	2.0	3.8	0.45

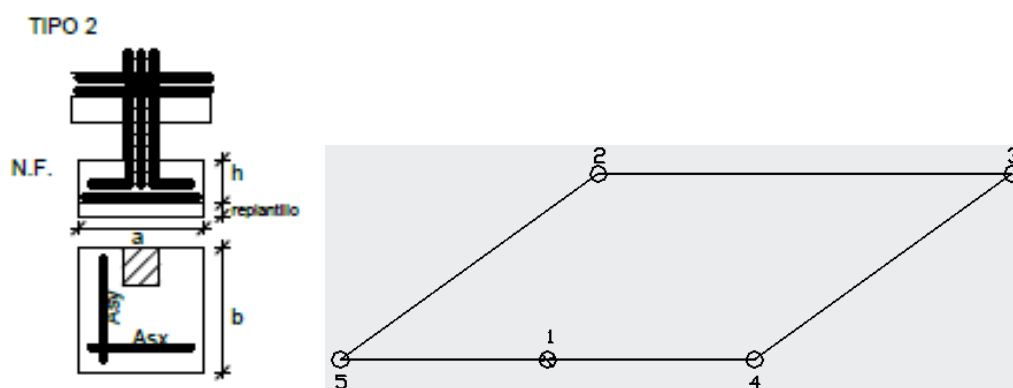


Figura N° 79. Zapata tipo 2 (lindero) y puntos de deformación.

TABLA 65. Comparación de los asentamientos con los tres cálculos zapata tipo 2 lindero

COMPARACIÓN DE ASENTAMIENTOS				
Zapata tipo 2	Puntos	COEFICIENTE DE BALASTO		
		De acuerdo Terzaghi (Kg/cm ³)	De acuerdo Nelson Morrison (Kg/cm ³)	De acuerdo De Beer (Kg/cm ³)
Asentamientos (mm)	1	-4.91	-4.65	-5.25
	2	0.00	0.00	0.00
	3	0.00	0.00	0.00
	4	-5.51	-5.20	-5.87
	5	-4.52	-4.30	-4.77

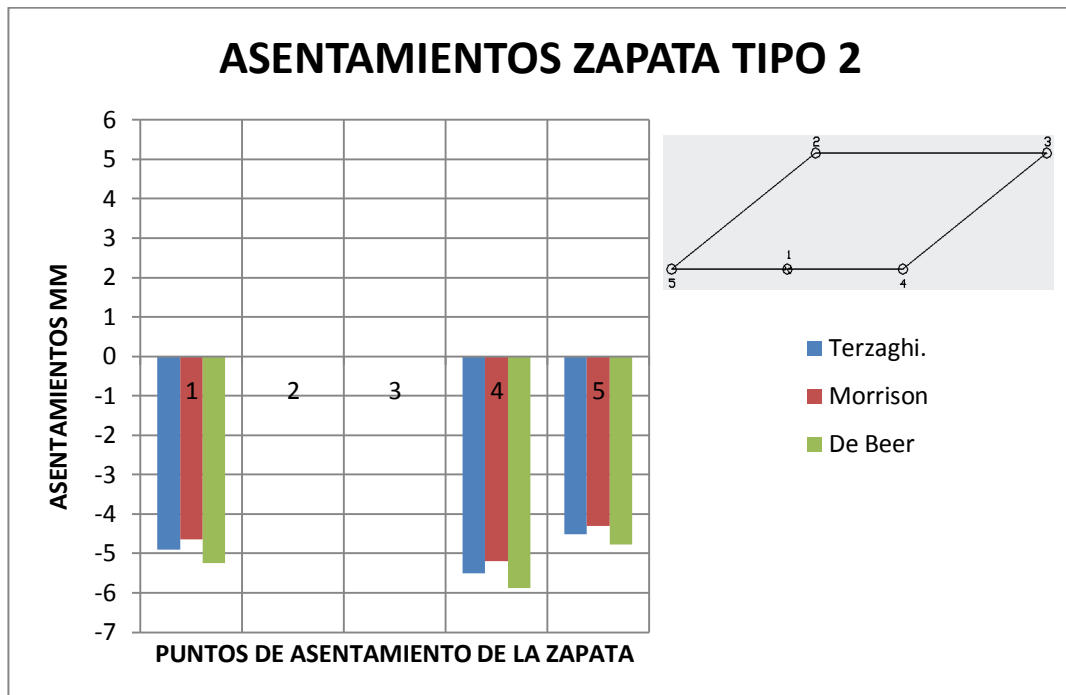


Figura N° 80. Asentamientos en la Zapata tipo 2 lindero

Zapata tipo 3 (Esquinera)

UBICACIÓN		DIMENSIONES		
Tipo	Zapata	a (m)	b (m)	h (m)
3	1A	2.0	2.0	0.45

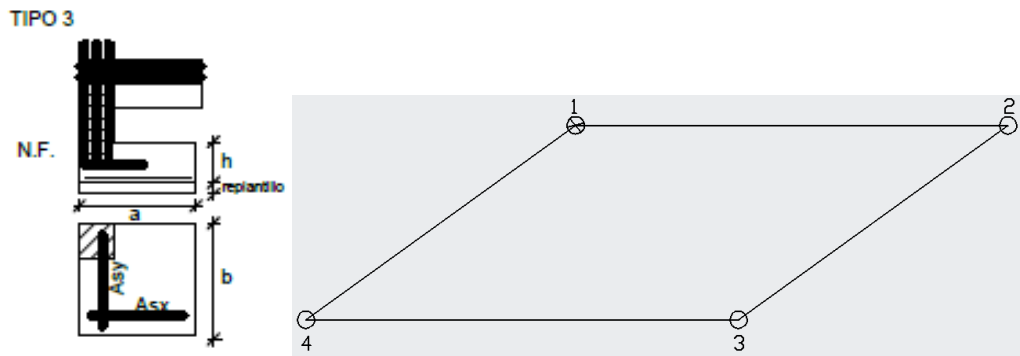


Figura N° 81. Zapata tipo 3 (esquinera) y puntos de deformación.

TABLA 66. Comparación de los asentamientos con los tres cálculos zapata tipo 3 esquinera.

COMPARACIÓN DE ASENTAMIENTOS				
		COEFICIENTE DE BALASTO		
Zapata tipo 3	Puntos	De acuerdo Terzaghi (Kg/cm ³)	De acuerdo Nelson Morrison (Kg/cm ³)	De acuerdo De Beer (Kg/cm ³)
Asentamientos (mm)	1	-3.35	-3.51	-3.30
	2	-3.70	-3.77	-3.73
	3	-0.81	-0.85	-0.82
	4	-2.94	-3.06	-2.90

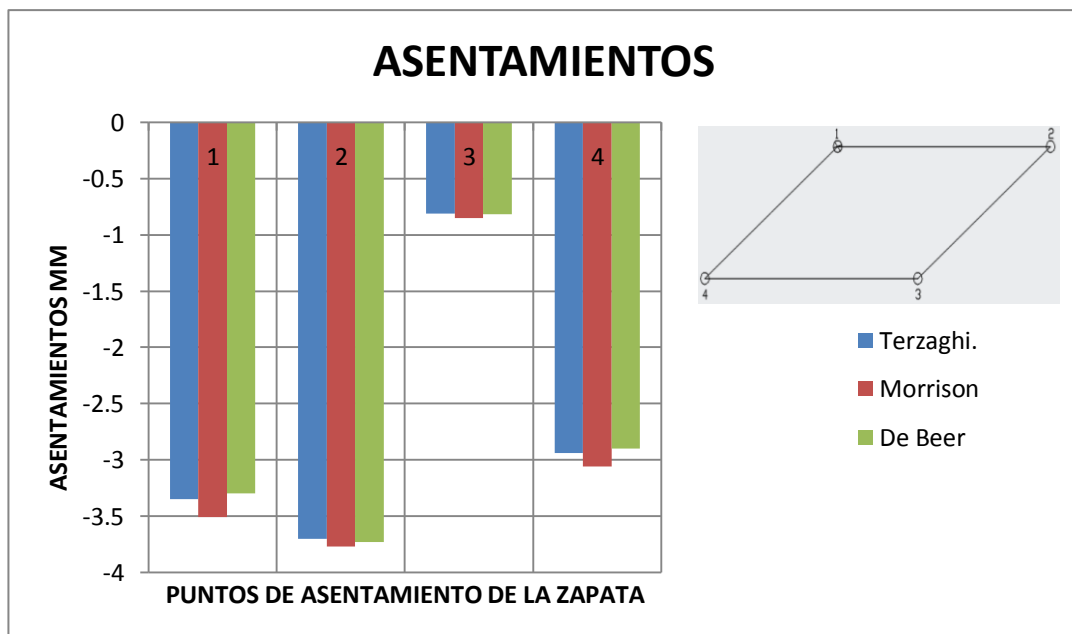


Figura N° 82. Asentamientos en la Zapata tipo 3 esquinera

Zapata tipo 4 (Lindero combinada)

UBICACIÓN		DIMENSIONES		
Tipo	Zapata	a (m)	b (m)	h (m)
4	4 J-K	2.0	4.8	0.45

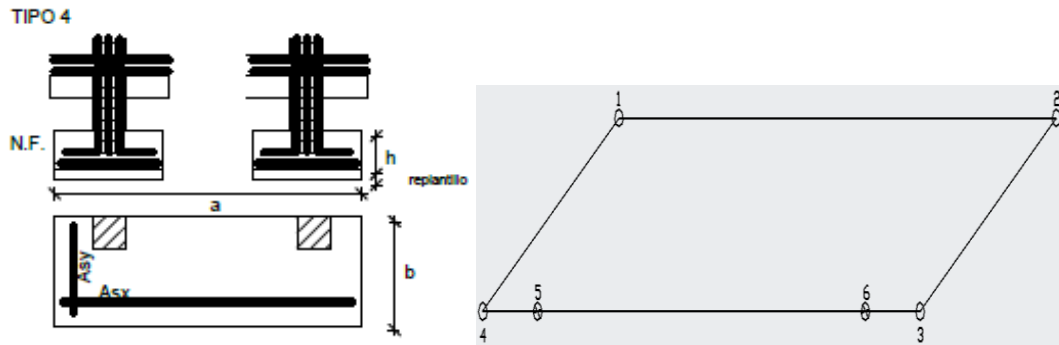


Figura N° 83. Zapata tipo 4 (lindero combinada) y puntos de deformación.

TABLA 67. Comparación de los asentamientos con los tres cálculos zapata tipo 4 lindero combinada

COMPARACIÓN DE ASENTAMIENTOS				
		COEFICIENTE DE BALASTO		
Zapata tipo 4	Puntos	De acuerdo Terzaghi (Kg/cm3)	De acuerdo Nelson Morrison (Kg/cm3)	De acuerdo De Beer (Kg/cm3)
Asentamientos (mm)	1	-0.07	-0.002	-0.21
	2	-2.28	-2.02	-2.63
	3	-3.16	-2.78	-3.70
	4	-4.98	-4.65	-5.37
	5	-4.16	-3.85	-4.56
	6	-3.30	-2.95	-3.80

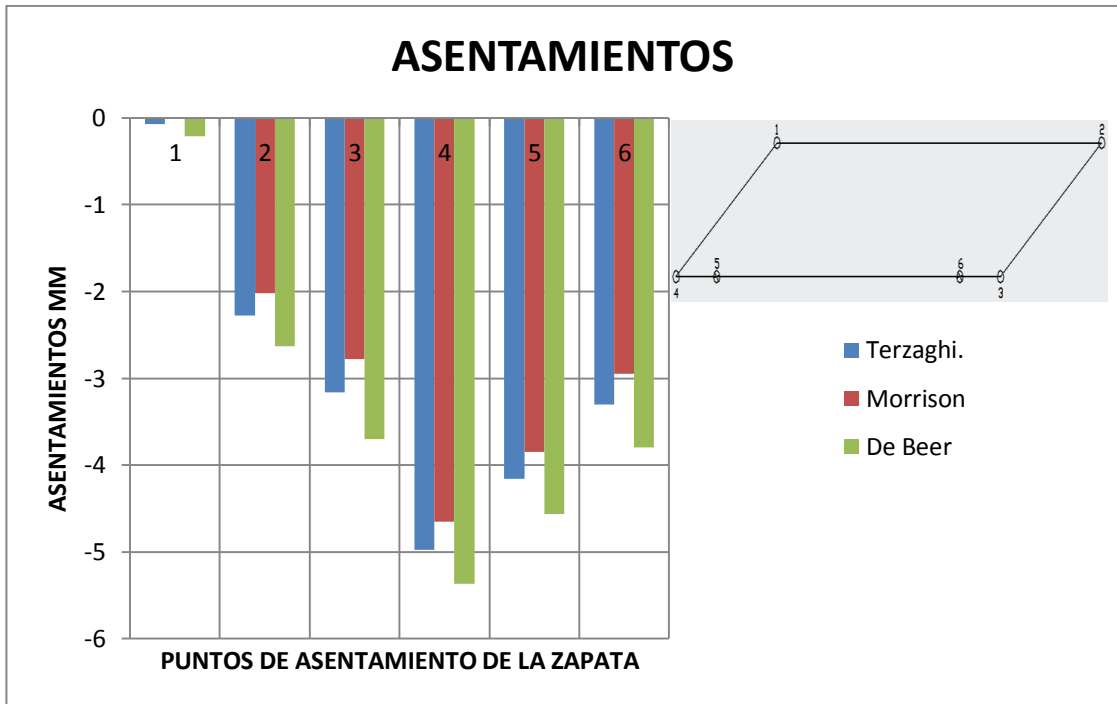


Figura N° 84. Asentamientos en la Zapata tipo 4 lindero combinada

Zapata tipo 5 (Central Combinada)

UBICACIÓN		DIMENSIONES		
Tipo	Zapata	a (m)	b (m)	h (m)
5	2 J-K	3.0	4.8	0.45

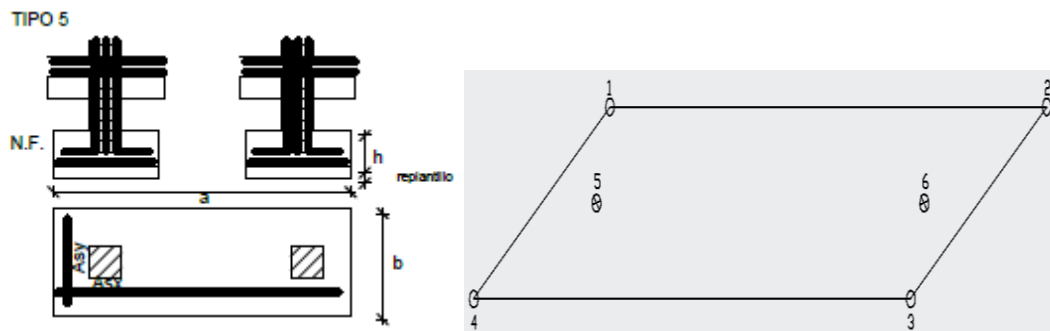


Figura N° 85. Zapata tipo 5 (central combinada) y puntos de deformación.

TABLA 68. Comparación de los asentamientos con los tres cálculos zapata tipo 5 central combinada.

COMPARACIÓN DE ASENTAMIENTOS				
		COEFICIENTE DE BALASTO		
Zapata tipo 5	Puntos	De acuerdo Terzaghi (Kg/cm ³)	De acuerdo Nelson Morrison (Kg/cm ³)	De acuerdo De Beer (Kg/cm ³)
Asentamientos (mm)	1	-4.97	-4.16	-8.41
	2	-1.19	-1.11	-1.15
	3	-0.64	-0.61	-0.64
	4	-4.86	-4.08	-8.32
	5	-4.88	-4.25	-7.54
	6	-1.22	-1.11	-1.48

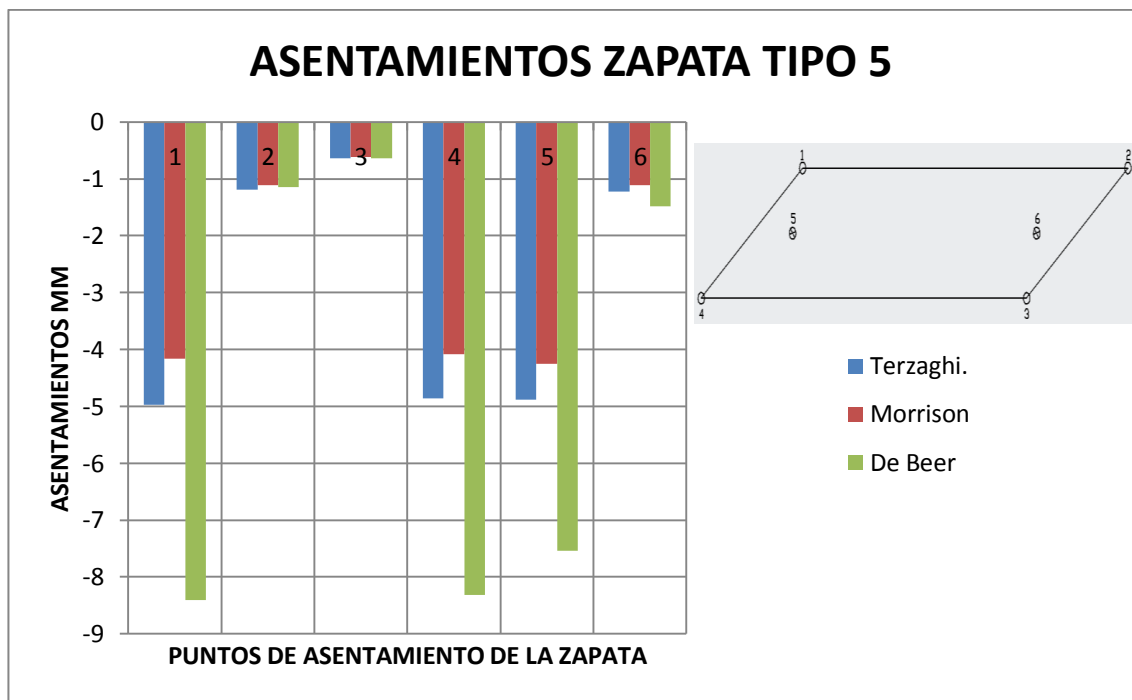


Figura N° 86. Asentamientos en la Zapata tipo 5 central combinada

6.7.13. Chequeos de estabilidad Estructural

En la actualidad para el estudio de estructuras de manera conjunta con el terreno, es frecuente utilizar programas de cálculo en ordenador que utilizan el modelo

matemático de Winkler para definir el comportamiento del terreno. Los manuales que acompañan a estos programas se limitan a dar algunas recomendaciones para la elección del coeficiente de balasto, pero en general ignoran que este parámetro no es un constante que caracteriza al terreno y que su valor debe hacerse variar con la geometría y el tipo de problema objeto de estudio.

Recordemos que, en el modelo de Winkler, el coeficiente de balasto K_s es un parámetro que se define como la relación entre la presión que actúa en un punto, p , y el asiento que se produce, y , es decir $K_s = p/y$. Este parámetro tiene la dimensión de un peso específico y , aunque depende de las propiedades del terreno, no es una constante del mismo ya que el asiento de una cimentación apoyada sobre un medio pseudo elástico, depende de las dimensiones del área cargada.

La precisión del modelo de cálculo así generado va a depender del ajuste entre el comportamiento del terreno real y el representado por el modelo. El empleo del modelo dentro de sus límites de aplicación, así como la caracterización del suelo mediante un valor del módulo de balasto apropiado, son condiciones prioritarias para un cálculo correcto.

Por lo expuesto hemos optado por analizar la estabilidad estructural, con los resultados obtenidos del cálculo del coeficiente de balasto mediante lo planteado por Terzaghi, analizado anteriormente para cada tipo de zapata de la cimentación de la estructura en estudio, y no solo optar por un valor de una tabla como se lo hace generalmente obtenido de la investigación de del ingeniero Nelson Morrison donde hace referencia el módulo de Winkler dependiendo de la presión admisible del suelo.

6.7.13.1. Verificación de la capacidad portante del suelo.

El esfuerzo admisible del suelo es $q_{adm} = 3,745 \text{ kg/cm}^2$ (Valor obtenido del estudio de mecánica de suelos.)

TABLA 69. Presión admisible del suelo dependiendo del tipo de suelo en estudio

TIPO DE SUELO	q admisible
RÍGIDO	qadm > 3 kg/cm ²
INTERMEDIO	1.2 < qadm > 3 kg/cm ²
FLEXIBLE	qadm < 1.2 kg/cm ²

Fuente: (Genner Villareal Castro , 2009)

$$\frac{P_{edif} + P_{cimentación}}{A_{cimentación}} < q_{adm}$$

$$\frac{6256.93 \text{ Ton}}{423.84 \text{ m}^2} < 37.5 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$14.76 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 37.5 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad \text{OK}$$

Fuente: (Genner Villareal Castro , 2009)

6.7.13.2. Asentamiento tolerable

Para determinar el asentamiento tolerable de la estructura, analizaremos con un coeficiente de balasto obtenido de un área equivalente que abarque a todos los tipos de zapatas de la cimentación, el cual es: $K_{zapata \text{ tipo } 4 \text{ (lindero combinada)}}$ =

$$6.39 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^3}$$

TABLA 70. Coeficiente de balasto dependiendo del tipo de suelo en estudio

TIPO DE SUELO	K coeficiente de balasto
RÍGIDO	K > 6 kg/cm ³
INTERMEDIO	3 < K > 6 kg/cm ³
FLEXIBLE	K < 3 kg/cm ³

Fuente: (Genner Villareal Castro , 2009)

$$K = 6390.00 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$$

$$St = \frac{Pedif + Pcimiento}{K * Acimentacion}$$

$$St = \frac{6256.93 \text{ Ton}}{6390.00 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} * 423.84 \text{ m}^2}$$

$$St = 0.002115 \text{ m}$$

$$St = 2.12 \text{ mm}$$

Fuente: (Genner Villareal Castro , 2009)

6.7.13.3. Asentamiento diferencial

$$\delta S_{1-2} = S_2 - S_1$$

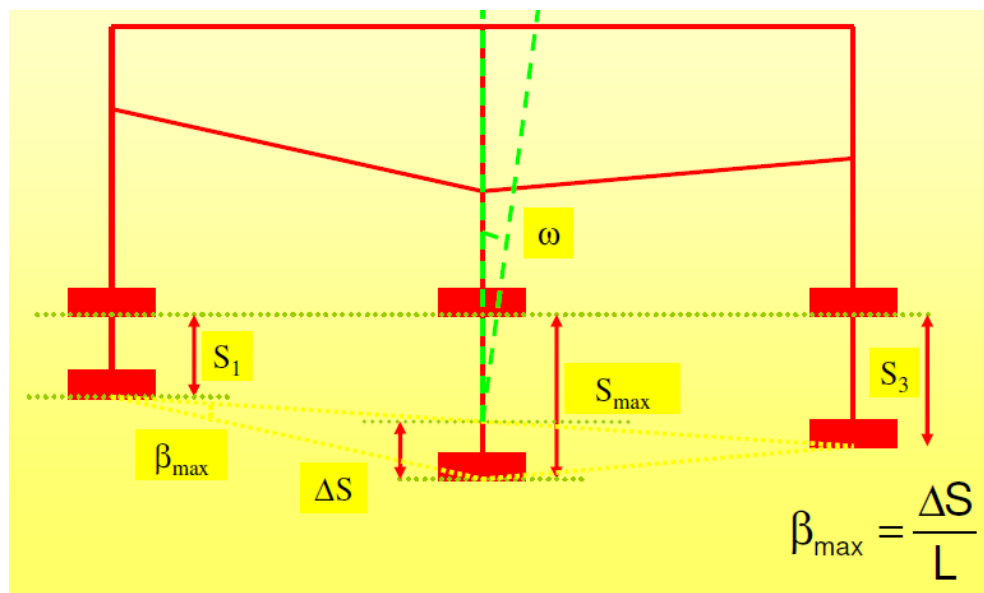


Figura N° 87. Análisis de asientos diferenciales y distorsión angular

Obtenemos los valores de asentamientos del programa safe, modelando la cimentación con los coeficientes de balasto, obtenidos según el cálculo de Terzaghi, en el apartado 6.7.11,1.

TABLA 71. Asentamientos inmediatos en los puntos de trasmisión de carga hacia la cimentación.

ASENTAMIENTOS EN LOS PUNTOS DE TRASMISIÓN DE CARGA	
UBICACIÓN	ASENTAMIENTO
Eje	mm
S _{A1}	3.35
S _{B1}	3.72
S _{C1}	4.38
S _{D1}	4.72
S _{E1}	4.82
S _{F1}	4.83
S _{G1}	4.82
S _{H1}	4.72
S _{I1}	4.36
S _{J1}	3.65
S _{K1}	3.20
S _{A2}	1.97
S _{B2}	2.85
S _{C2}	3.38
S _{D2}	3.38
S _{E2}	3.01
S _{F2}	3.29
S _{G2}	3.10
S _{H2}	3.29
S _{I2}	3.62
S _{J2}	4.88
S _{K2}	1.22
S _{A3}	0.95
S _{B3}	1.68
S _{C3}	2.33
S _{D3}	3.09
S _{E3}	3.18
S _{F3}	2.99

S_{G3}	1.58
S_{H3}	3.27
S_{I3}	3.47
S_{J3}	3.81
S_{K3}	1.05
$S_{A'4}$	0.60
$S_{A'4}$	0.84
S_{B4}	1.28
S_{C4}	2.62
S_{D4}	4.54
S_{E4}	4.70
S_{F4}	4.27
S_{G4}	3.96
S_{H4}	4.23
S_{I4}	4.91
S_{J4}	4.16
S_{K4}	3.30

TABLA 71. Asentamientos inmediatos en los puntos de trasmisión de carga hacia la cimentación.

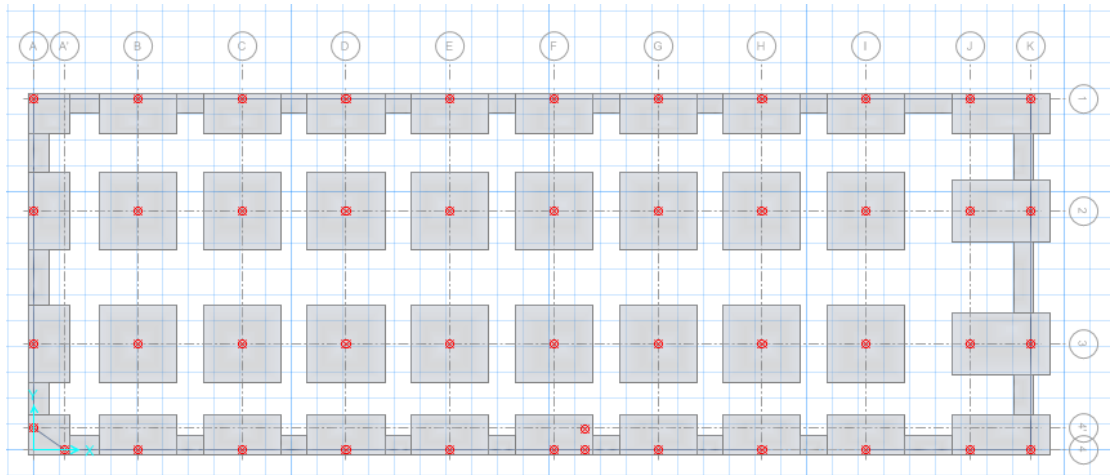


Figura N° 88. Puntos de Trasmisión de carga de la estructura hacia la cimentación

ASENTAMIENTOS TOTALES (mm)

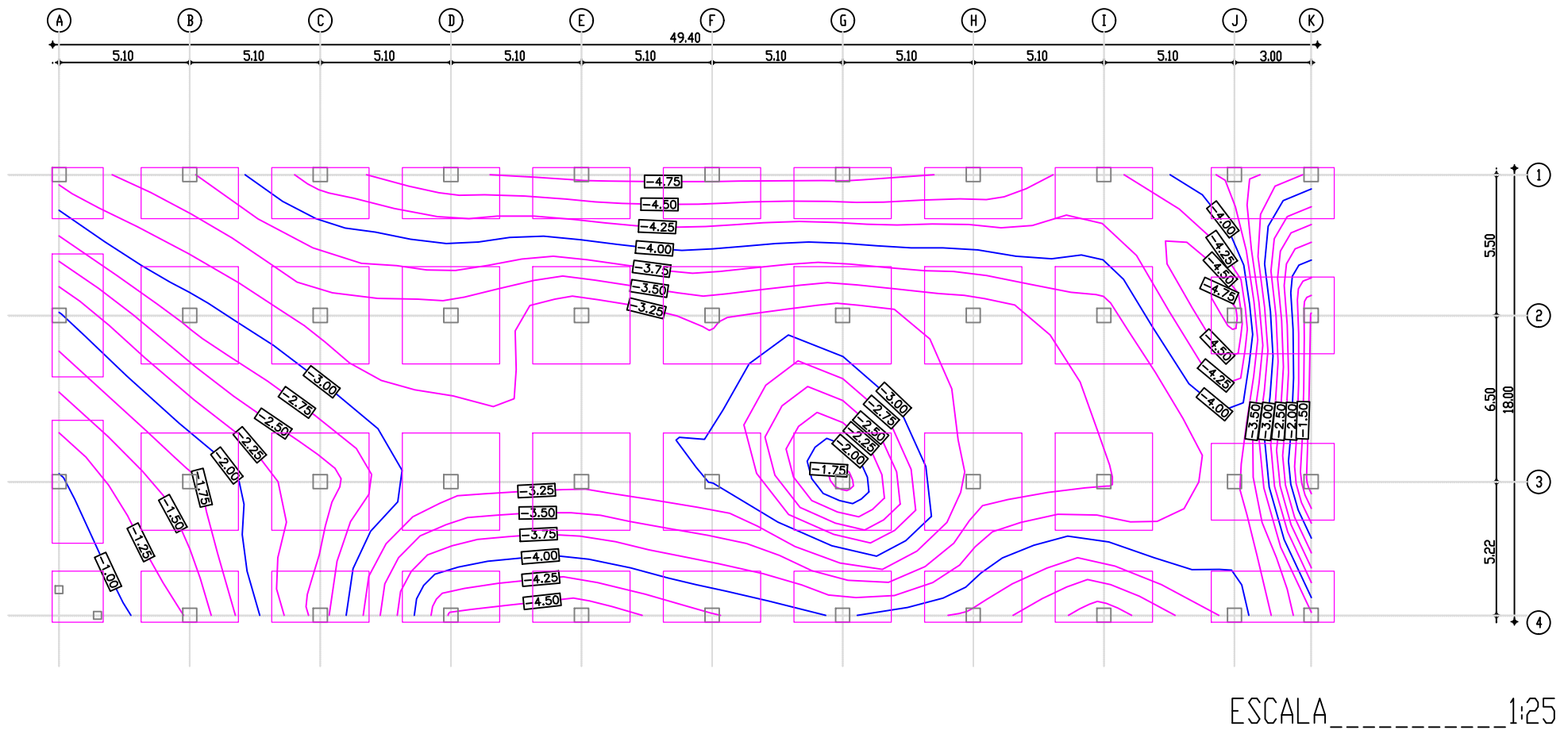


Figura N° 89. Asentamientos totales del terreno.

Asentamientos Diferenciales Sentido X-X

EJE 1

$$\delta S_{AB} = S_{B1} - S_{A1} = 3.72mm - 3.35 mm = 0.37 mm$$

$$\delta S_{BC} = S_{C1} - S_{B1} = 4.38mm - 3.72 mm = 0.66 mm$$

$$\delta S_{CD} = S_{D1} - S_{C1} = 4.72mm - 4.38 mm = 0.34 mm$$

$$\delta S_{DE} = S_{E1} - S_{D1} = 4.82mm - 4.72 mm = 0.10 mm$$

$$\delta S_{EF} = S_{F1} - S_{E1} = 4.83mm - 4.82 mm = 0.01 mm$$

$$\delta S_{GF} = S_{F1} - S_{G1} = 4.83mm - 4.82 mm = 0.01 mm$$

$$\delta S_{HG} = S_{G1} - S_{H1} = 4.82mm - 4.72 mm = 0.10 mm$$

$$\delta S_{IH} = S_{H1} - S_{I1} = 4.72mm - 4.36 mm = 0.36 mm$$

$$\delta S_{JI} = S_{I1} - S_{J1} = 4.36mm - 3.65 mm = 0.71 mm$$

$$\delta S_{KJ} = S_{J1} - S_{K1} = 3.65mm - 3.20 mm = 0.45 mm$$

EJE 2

$$\delta S_{AB} = S_{B2} - S_{A2} = 2.85 mm - 1.97 mm = 0.88 mm$$

$$\delta S_{BC} = S_{C2} - S_{B2} = 3.38mm - 2.85 mm = 0.53 mm$$

$$\delta S_{CD} = S_{D2} - S_{C2} = 3.38mm - 3.38 mm = 0.00 mm$$

$$\delta S_{ED} = S_{D2} - S_{E2} = 3.38mm - 3.01 mm = 0.37 mm$$

$$\delta S_{EF} = S_{F2} - S_{E2} = 3.29mm - 3.01 mm = 0.28 mm$$

$$\delta S_{GF} = S_{F2} - S_{G2} = 3.29mm - 3.10 mm = 0.19 mm$$

$$\delta S_{GH} = S_{H2} - S_{G2} = 3.29mm - 3.10 mm = 0.19 mm$$

$$\delta S_{HI} = S_{I2} - S_{H2} = 3.62mm - 3.29 mm = 0.33 mm$$

$$\delta S_{IJ} = S_{J2} - S_{I2} = 4.88mm - 3.62 mm = 1.26 mm$$

$$\delta S_{KJ} = S_{J2} - S_{K2} = 4.88mm - 1.22 mm = 3.66 mm$$

EJE 3

$$\delta S_{AB} = S_{B3} - S_{A3} = 1.68 \text{ mm} - 0.95 \text{ mm} = 0.73 \text{ mm}$$

$$\delta S_{BC} = S_{C3} - S_{B3} = 2.33 \text{ mm} - 1.68 \text{ mm} = 0.65 \text{ mm}$$

$$\delta S_{CD} = S_{D3} - S_{C3} = 3.09 \text{ mm} - 2.33 \text{ mm} = 0.76 \text{ mm}$$

$$\delta S_{DE} = S_{E3} - S_{D3} = 3.18 \text{ mm} - 3.09 \text{ mm} = 0.09 \text{ mm}$$

$$\delta S_{FE} = S_{E3} - S_{F3} = 3.18 \text{ mm} - 2.99 \text{ mm} = 0.19 \text{ mm}$$

$$\delta S_{GF} = S_{F3} - S_{G3} = 2.99 \text{ mm} - 1.58 \text{ mm} = 1.41 \text{ mm}$$

$$\delta S_{GH} = S_{H3} - S_{G3} = 3.27 \text{ mm} - 1.58 \text{ mm} = 1.69 \text{ mm}$$

$$\delta S_{HI} = S_{I3} - S_{H3} = 3.47 \text{ mm} - 3.27 \text{ mm} = 0.20 \text{ mm}$$

$$\delta S_{IJ} = S_{J3} - S_{I3} = 3.81 \text{ mm} - 3.47 \text{ mm} = 0.34 \text{ mm}$$

$$\delta S_{KJ} = S_{J3} - S_{K3} = 3.81 \text{ mm} - 1.05 \text{ mm} = 2.76 \text{ mm}$$

EJE 4

$$\delta S_{A'B} = S_{B4} - S_{A'4} = 1.28 \text{ mm} - 0.84 \text{ mm} = 0.44 \text{ mm}$$

$$\delta S_{BC} = S_{C4} - S_{B4} = 2.62 \text{ mm} - 1.28 \text{ mm} = 1.34 \text{ mm}$$

$$\delta S_{CD} = S_{D4} - S_{C4} = 4.54 \text{ mm} - 2.62 \text{ mm} = 1.92 \text{ mm}$$

$$\delta S_{DE} = S_{E4} - S_{D4} = 4.70 \text{ mm} - 4.54 \text{ mm} = 0.16 \text{ mm}$$

$$\delta S_{FE} = S_{E4} - S_{F4} = 4.70 \text{ mm} - 4.27 \text{ mm} = 0.43 \text{ mm}$$

$$\delta S_{GF} = S_{F4} - S_{G4} = 4.27 \text{ mm} - 3.96 \text{ mm} = 0.31 \text{ mm}$$

$$\delta S_{GH} = S_{H4} - S_{G4} = 4.23 \text{ mm} - 3.96 \text{ mm} = 0.27 \text{ mm}$$

$$\delta S_{HI} = S_{I4} - S_{H4} = 4.91 \text{ mm} - 4.23 \text{ mm} = 0.68 \text{ mm}$$

$$\delta S_{JI} = S_{I4} - S_{J4} = 4.91 \text{ mm} - 4.16 \text{ mm} = 0.75 \text{ mm}$$

$$\delta S_{KJ} = S_{J4} - S_{K4} = 4.16 \text{ mm} - 3.30 \text{ mm} = 0.86 \text{ mm}$$

Asentamientos Diferenciales Sentido Y-Y

EJE A

$$\delta S_{2-1} = S_{A1} - S_{A2} = 3.35\text{mm} - 1.97\text{mm} = 1.38\text{mm}$$

$$\delta S_{3-2} = S_{A2} - S_{A3} = 1.97\text{mm} - 0.95\text{mm} = 1.02\text{mm}$$

$$\delta S_{4'-3} = S_{A3} - S_{A4'} = 0.95\text{mm} - 0.60\text{mm} = 0.35\text{mm}$$

$$\delta S_{4'-4} = S_{A4} - S_{A4'} = 0.84\text{mm} - 0.60\text{mm} = 0.24\text{mm}$$

EJE B

$$\delta S_{2-1} = S_{B1} - S_{B2} = 3.72\text{mm} - 2.85\text{mm} = 0.87\text{mm}$$

$$\delta S_{3-2} = S_{B2} - S_{B3} = 2.85\text{mm} - 1.68\text{mm} = 1.17\text{mm}$$

$$\delta S_{4-3} = S_{B3} - S_{B4} = 1.68\text{mm} - 1.28\text{mm} = 0.40\text{mm}$$

EJE C

$$\delta S_{2-1} = S_{C1} - S_{C2} = 4.38\text{mm} - 3.38\text{mm} = 1.00\text{mm}$$

$$\delta S_{3-2} = S_{C2} - S_{C3} = 3.38\text{mm} - 2.33\text{mm} = 1.05\text{mm}$$

$$\delta S_{3-4} = S_{C4} - S_{C3} = 2.62\text{mm} - 2.33\text{mm} = 0.29\text{mm}$$

EJE D

$$\delta S_{2-1} = S_{D1} - S_{D2} = 4.72\text{mm} - 3.38\text{mm} = 1.34\text{mm}$$

$$\delta S_{3-2} = S_{D2} - S_{D3} = 3.38\text{mm} - 3.09\text{mm} = 0.29\text{mm}$$

$$\delta S_{3-4} = S_{D4} - S_{D3} = 4.54\text{mm} - 3.09\text{mm} = 1.45\text{mm}$$

EJE E

$$\delta S_{2-1} = S_{E1} - S_{E2} = 4.82\text{mm} - 3.01\text{mm} = 1.81\text{mm}$$

$$\delta S_{2-3} = S_{E3} - S_{E2} = 3.18\text{mm} - 3.01\text{mm} = 0.17\text{mm}$$

$$\delta S_{3-4} = S_{E4} - S_{E3} = 4.70\text{mm} - 3.18\text{mm} = 1.52\text{mm}$$

EJE F

$$\delta S_{2-1} = S_{F1} - S_{F2} = 4.83\text{mm} - 3.29\text{mm} = 1.54\text{mm}$$

$$\delta S_{3-2} = S_{F2} - S_{F3} = 3.29\text{mm} - 2.99\text{mm} = 0.30\text{mm}$$

$$\delta S_{3-4} = S_{F4} - S_{F3} = 4.27\text{mm} - 2.99\text{mm} = 1.28\text{mm}$$

EJE G

$$\delta S_{2-1} = S_{G1} - S_{G2} = 4.82mm - 3.10 mm = 1.72 mm$$

$$\delta S_{3-2} = S_{G2} - S_{G3} = 3.10mm - 1.58 mm = 1.52 mm$$

$$\delta S_{3-4} = S_{G4} - S_{G3} = 3.96mm - 1.58 mm = 2.38 mm$$

EJE H

$$\delta S_{2-1} = S_{H1} - S_{H2} = 4.72mm - 3.29 mm = 1.43 mm$$

$$\delta S_{3-2} = S_{H2} - S_{H3} = 3.29mm - 3.27 mm = 0.02 mm$$

$$\delta S_{3-4} = S_{H4} - S_{H3} = 4.23mm - 3.27 mm = 0.96 mm$$

EJE I

$$\delta S_{2-1} = S_{I1} - S_{I2} = 4.36mm - 3.62 mm = 0.74 mm$$

$$\delta S_{3-2} = S_{I2} - S_{I3} = 3.62mm - 3.47 mm = 0.15 mm$$

$$\delta S_{3-4} = S_{I4} - S_{I3} = 4.91mm - 3.47 mm = 1.44 mm$$

EJE J

$$\delta S_{1-2} = S_{J2} - S_{J1} = 4.88mm - 3.65 mm = 1.23 mm$$

$$\delta S_{3-2} = S_{J2} - S_{J3} = 4.88mm - 3.81 mm = 1.07 mm$$

$$\delta S_{3-4} = S_{J4} - S_{J3} = 4.16mm - 3.81 mm = 0.35 mm$$

EJE K

$$\delta S_{2-1} = S_{K1} - S_{K2} = 3.20mm - 1.22 mm = 1.23 mm$$

$$\delta S_{3-2} = S_{K2} - S_{K3} = 1.22mm - 1.05 mm = 0.17 mm$$

$$\delta S_{3-4} = S_{K4} - S_{K3} = 3.30mm - 1.05 mm = 2.25 mm$$

De acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 11. Capítulo 9, en el artículo 9.4.2.2 expresa que los asentamientos diferenciales no puede superar los valores establecidos por la siguiente tabla:

TABLA 72. Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función entre la distancia de apoyo o columnas L.

TIPO DE CONSTRUCCIÓN	Δ_{max}
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	L/1000
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	L/500
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	L/300
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	L/360

Ahora chequeamos los asentamientos diferenciales en sentido x-x y en el sentido y-y, tomando en cuenta como parámetro máximo.

Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\Delta_{max} = L/1000$
--	-------------------------

Sentido X-X

TABLA 73. Chequeo de asientos diferenciales expresados en función entre la distancia de apoyo Eje 1.

CHEQUEO DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE 1				
Ubicación Asentamiento diferencial	Asentamiento diferencial δS (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta S < L/1000$
δS_{AB}	0.37	5100	5.1	OK
δS_{BC}	0.66	5100	5.1	OK
δS_{CD}	0.34	5100	5.1	OK
δS_{DE}	0.10	5100	5.1	OK
δS_{EF}	0.01	5100	5.1	OK
δS_{GF}	0.01	5100	5.1	OK
δS_{HG}	0.10	5100	5.1	OK
δS_{IH}	0.36	5100	5.1	OK

δS_{JI}	0.71	5100	5.1	OK
δS_{KJ}	0.45	3000	3.0	OK

TABLA 74. Chequeo de asientos diferenciales expresados en función entre la distancia de apoyo Eje 2.

CHEQUEO DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE 2				
Ubicación Asentamiento diferencial	Asentamiento diferencial δS (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta S < L/1000$
δS_{AB}	0.88	5100	5.1	OK
δS_{BC}	0.53	5100	5.1	OK
δS_{CD}	0.00	5100	5.1	OK
δS_{ED}	0.37	5100	5.1	OK
δS_{EF}	0.28	5100	5.1	OK
δS_{GF}	0.19	5100	5.1	OK
δS_{HG}	0.19	5100	5.1	OK
δS_{HI}	0.33	5100	5.1	OK
δS_{JI}	1.26	5100	5.1	OK
δS_{KJ}	3.66	3000	3.0	NO

TABLA 75. Chequeo de asientos diferenciales expresados en función entre la distancia de apoyo Eje 3.

CHEQUEO DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE 3				
Ubicación Asentamiento diferencial	Asentamiento diferencial δS (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta S < L/1000$
δS_{AB}	0.73	5100	5.1	OK
δS_{BC}	0.65	5100	5.1	OK
δS_{CD}	0.76	5100	5.1	OK
δS_{DE}	0.09	5100	5.1	OK
δS_{FE}	0.19	5100	5.1	OK
δS_{GF}	1.41	5100	5.1	OK
δS_{GH}	1.69	5100	5.1	OK
δS_{HI}	0.20	5100	5.1	OK
δS_{IJ}	0.34	5100	5.1	OK
δS_{KJ}	2.76	3000	3.0	OK

TABLA 76. Chequeo de asientos diferenciales expresados en función entre la distancia de apoyo Eje 4.

CHEQUEO DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE 4				
Ubicación Asentamiento diferencial	Asentamiento diferencial δS (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta S < L/1000$
$\delta S_{A'B}$	0.44	5100	5.1	OK
δS_{BC}	1.34	5100	5.1	OK
δS_{CD}	1.92	5100	5.1	OK
δS_{DE}	0.16	5100	5.1	OK
δS_{FE}	0.43	5100	5.1	OK
δS_{GF}	0.31	5100	5.1	OK
δS_{GH}	0.27	5100	5.1	OK
δS_{HI}	0.68	5100	5.1	OK
δS_{JI}	0.75	5100	5.1	OK
δS_{KJ}	0.86	3000	3.0	OK

ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN LA CIMENTACIÓN (mm)

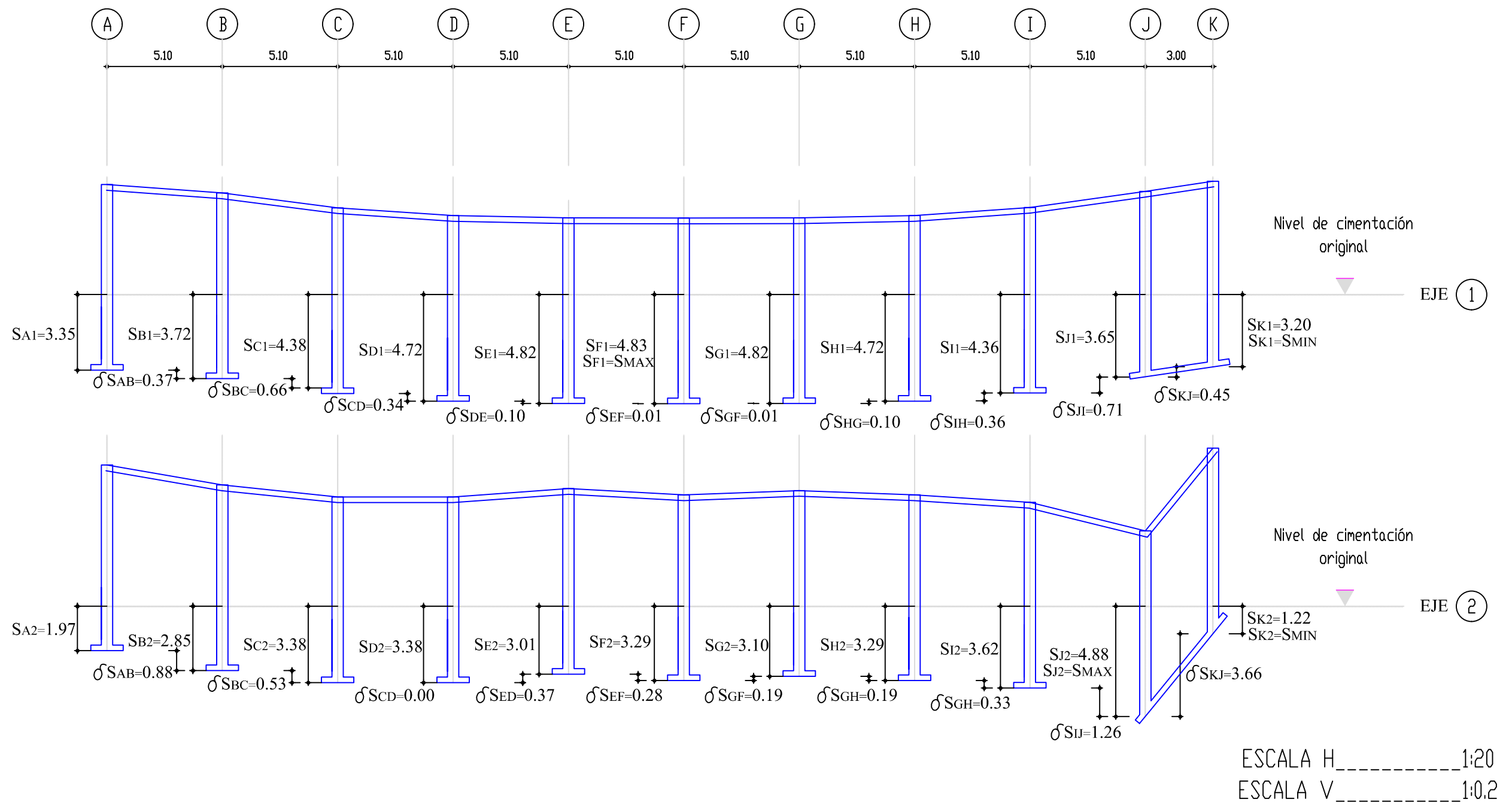


Figura N° 90. Asentamientos diferenciales sentido X-X, ejes 1 y 2.

ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN LA CIMENTACIÓN (mm)

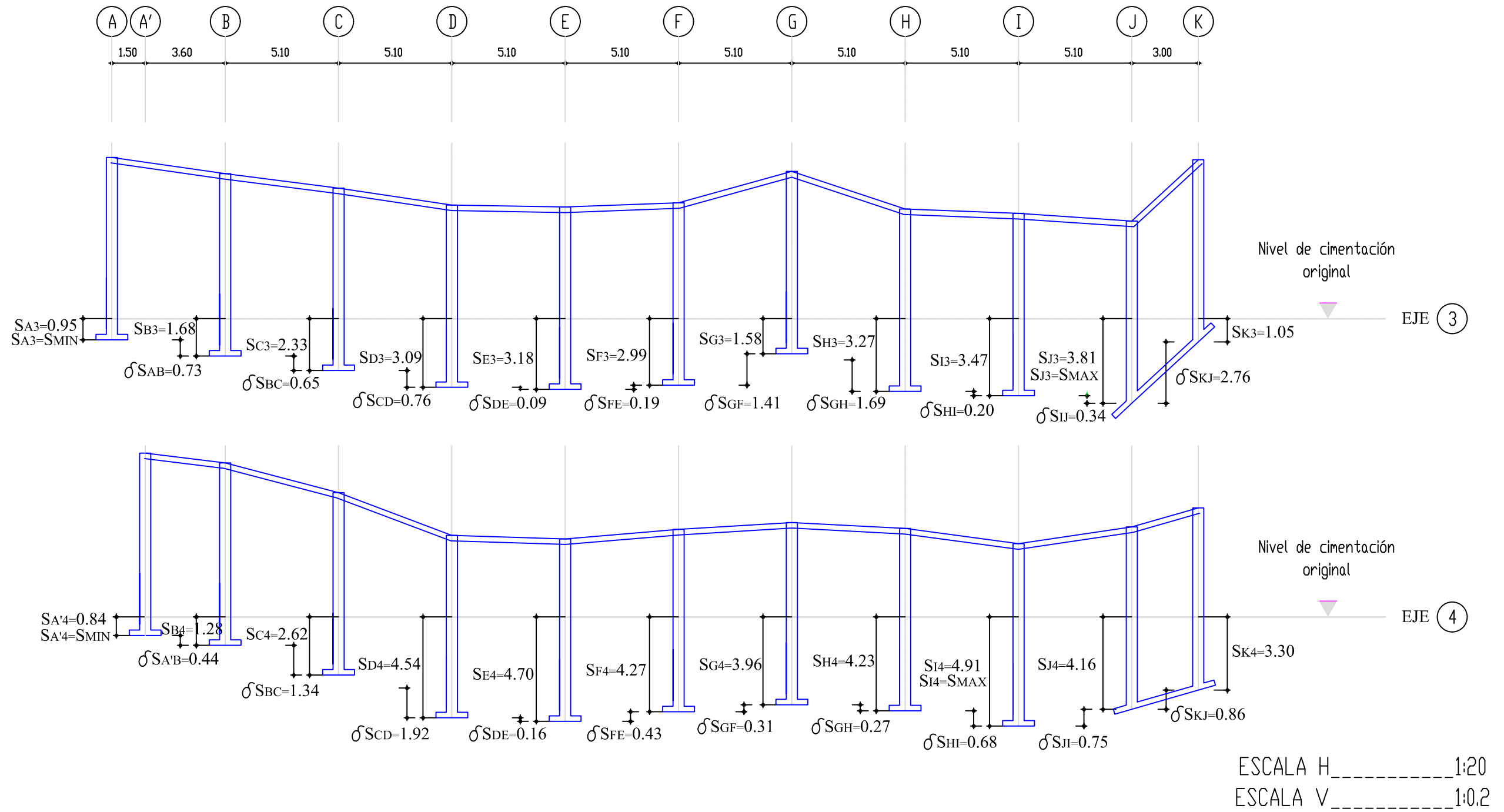


Figura N° 91. Asentamientos diferenciales sentido X-X, ejes 3 y 4.

Sentido Y-Y

TABLA 77. Chequeo de asientos diferenciales expresados en función entre la distancia de apoyo Eje A.

CHEQUEO DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE A				
Ubicación Asentamiento diferencial	Asentamiento diferencial δS (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta S < L/1000$
δS_{2-1}	1.38	5500	5.5	OK
δS_{3-2}	1.02	6500	6.5	OK
$\delta S_{4'-3}$	0.35	4100	4.1	OK
$\delta S_{4'-4}$	0.24	1800	1.8	OK

TABLA 78. Chequeo de asientos diferenciales expresados en función entre la distancia de apoyo Eje B

CHEQUEO DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE B				
Ubicación Asentamiento diferencial	Asentamiento diferencial δS (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta S < L/1000$
δS_{2-1}	0.87	5500	5.5	OK
δS_{3-2}	1.17	6500	6.5	OK
δS_{4-3}	0.40	5200	5.2	OK

TABLA 79. Chequeo de asientos diferenciales expresados en función entre la distancia de apoyo Eje C.

CHEQUEO DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE C				
Ubicación Asentamiento diferencial	Asentamiento diferencial δS (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta S < L/1000$
δS_{2-1}	1.00	5500	5.5	OK
δS_{3-2}	1.05	6500	6.5	OK
δS_{3-4}	0.29	5200	5.2	OK

TABLA 80. Chequeo de asientos diferenciales expresados en función entre la distancia de apoyo Eje D.

CHEQUEO DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE D				
Ubicación Asentamiento diferencial	Asentamiento diferencial δS (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta S < L/1000$
δS_{2-1}	1.34	5500	5.5	OK
δS_{3-2}	0.29	6500	6.5	OK
δS_{3-4}	1.45	5200	5.2	OK

TABLA 81. Chequeo de asientos diferenciales expresados en función entre la distancia de apoyo Eje E.

CHEQUEO DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE E				
Ubicación Asentamiento diferencial	Asentamiento diferencial δS (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta S < L/1000$
δS_{2-1}	1.81	5500	5.5	OK
δS_{2-3}	0.17	6500	6.5	OK
δS_{3-4}	1.52	5200	5.2	OK

TABLA 82. Chequeo de asientos diferenciales expresados en función entre la distancia de apoyo Eje F.

CHEQUEO DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE F				
Ubicación Ubicación Asentamiento diferencial	Asentamiento diferencial δS (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta S < L/1000$
δS_{2-1}	1.54	5500	5.5	OK
δS_{3-2}	0.30	6500	6.5	OK
δS_{3-4}	1.28	5200	5.2	OK

TABLA 83. Chequeo de asientos diferenciales expresados en función entre la distancia de apoyo Eje G.

CHEQUEO DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE G				
Ubicación Asentamiento diferencial	Asentamiento diferencial δS (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta S < L/1000$
δS_{2-1}	1.72	5500	5.5	OK
δS_{3-2}	1.52	6500	6.5	OK
δS_{3-4}	2.38	5200	5.2	OK

TABLA 84. Chequeo de asientos diferenciales expresados en función entre la distancia de apoyo Eje H.

CHEQUEO DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE H				
Ubicación Asentamiento diferencial	Asentamiento diferencial δS (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta S < L/1000$
δS_{2-1}	1.43	5500	5.5	OK
δS_{3-2}	0.02	6500	6.5	OK
δS_{3-4}	0.96	5200	5.2	OK

TABLA 85. Chequeo de asientos diferenciales expresados en función entre la distancia de apoyo Eje I.

CHEQUEO DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE I				
Ubicación Asentamiento diferencial	Asentamiento diferencial δS (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta S < L/1000$
δS_{2-1}	0.74	5500	5.5	OK
δS_{3-2}	0.15	6500	6.5	OK
δS_{3-4}	1.44	5200	5.2	OK

TABLA 86. Chequeo de asientos diferenciales expresados en función entre la distancia de apoyo Eje J.

CHEQUEO DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE J				
Ubicación Asentamiento diferencial	Asentamiento diferencial δS (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta S < L/1000$
δS_{1-2}	1.23	5500	5.5	OK
δS_{3-2}	1.07	6500	6.5	OK
δS_{3-4}	0.35	5200	5.2	OK

TABLA 87. Chequeo de asientos diferenciales expresados en función entre la distancia de apoyo Eje K.

CHEQUEO DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EJE K				
Ubicación Asentamiento diferencial	Asentamiento diferencial δS (mm)	Distancia entre apoyos L (mm)	Asentamiento diferencial máximo L/1000	Chequeo $\delta S < L/1000$
δS_{2-1}	1.23	5500	5.5	OK
δS_{3-2}	0.17	6500	6.5	OK
δS_{3-4}	2.25	5200	5.2	OK

ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN LA CIMENTACIÓN (mm)

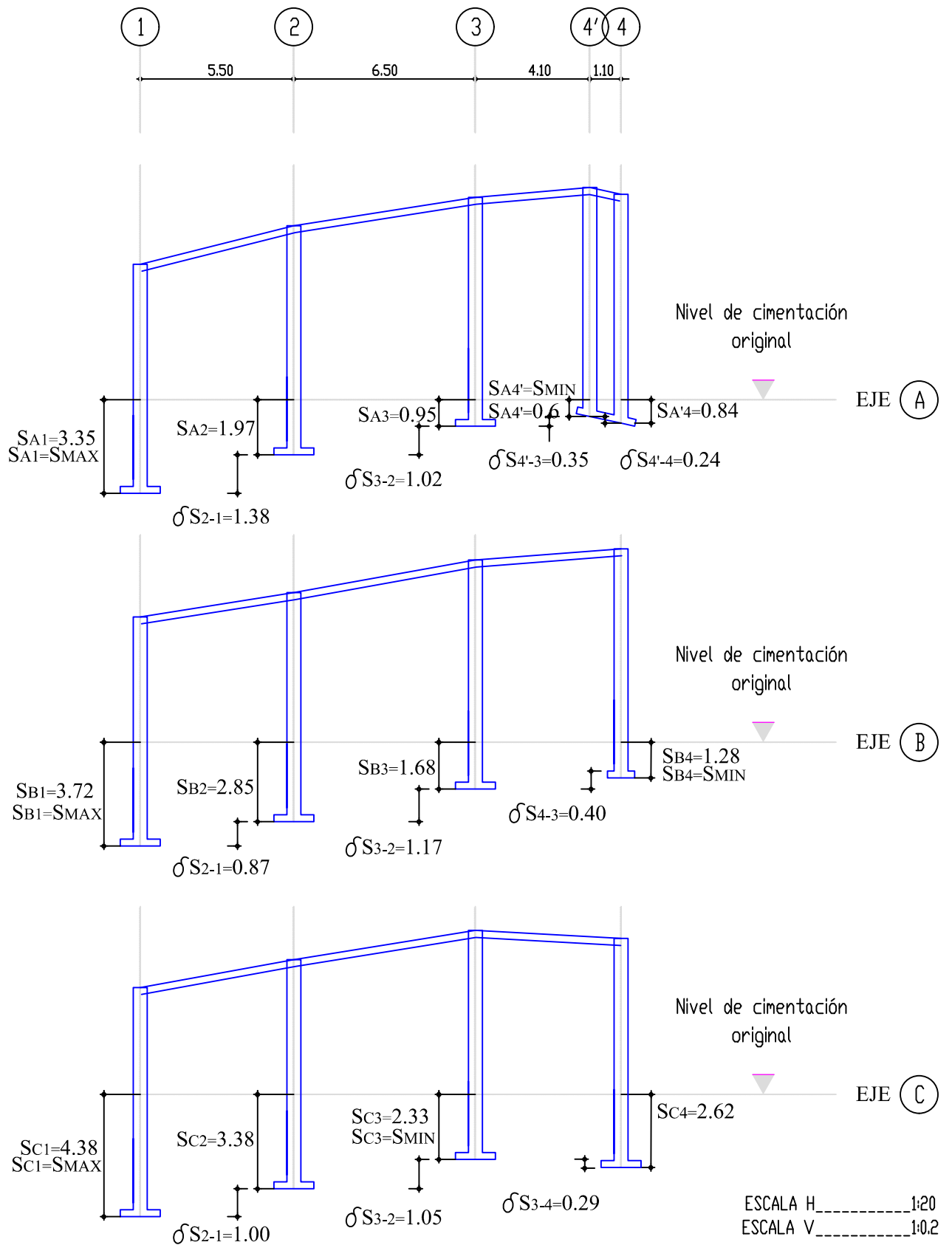


Figura N° 92. Asentamientos diferenciales sentido Y-Y, ejes A, B y C

ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN LA CIMENTACIÓN (mm)

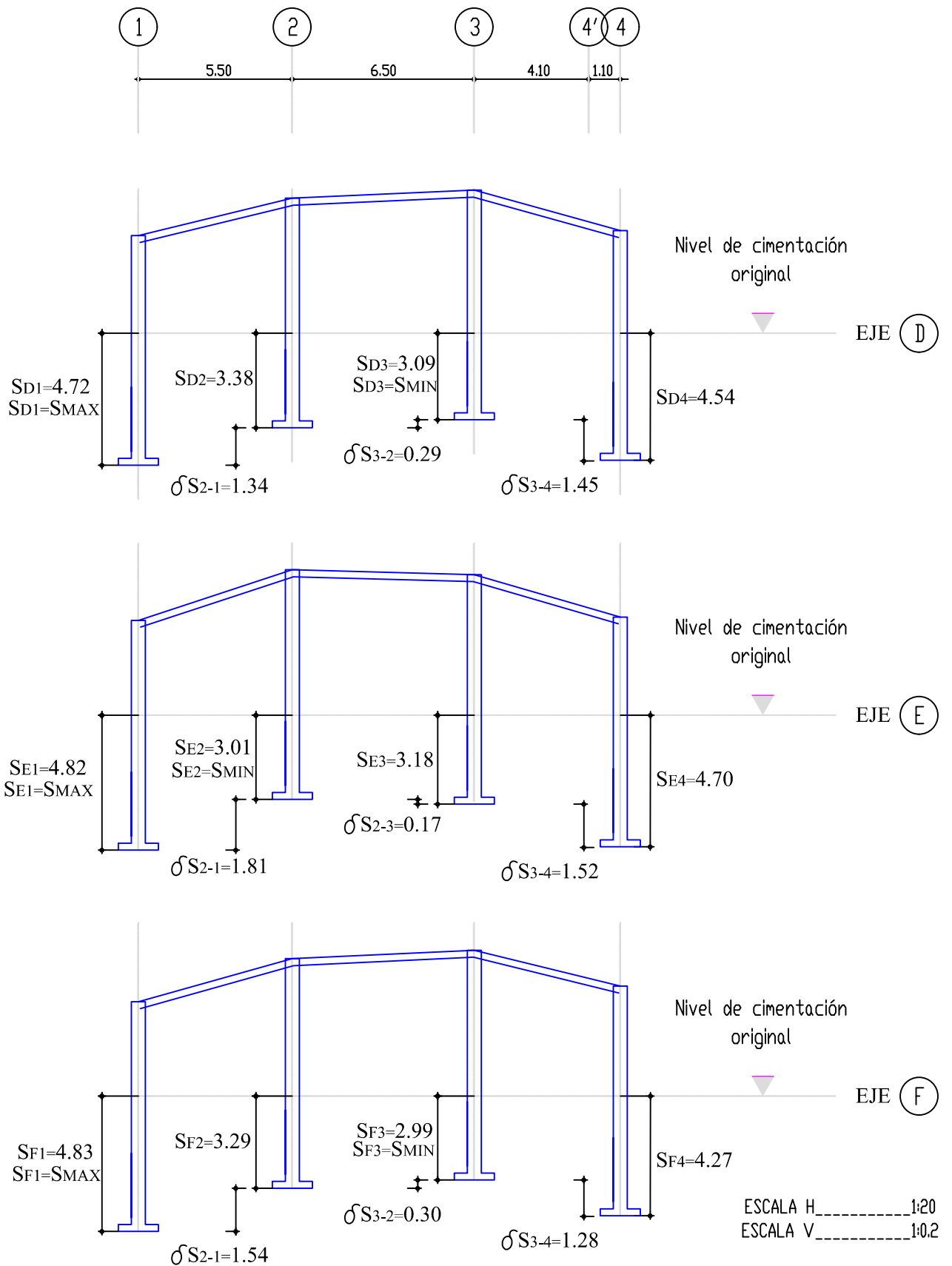


Figura N° 93. Asentamientos diferenciales sentido Y-Y, ejes D, E y F

ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN LA CIMENTACIÓN (mm)

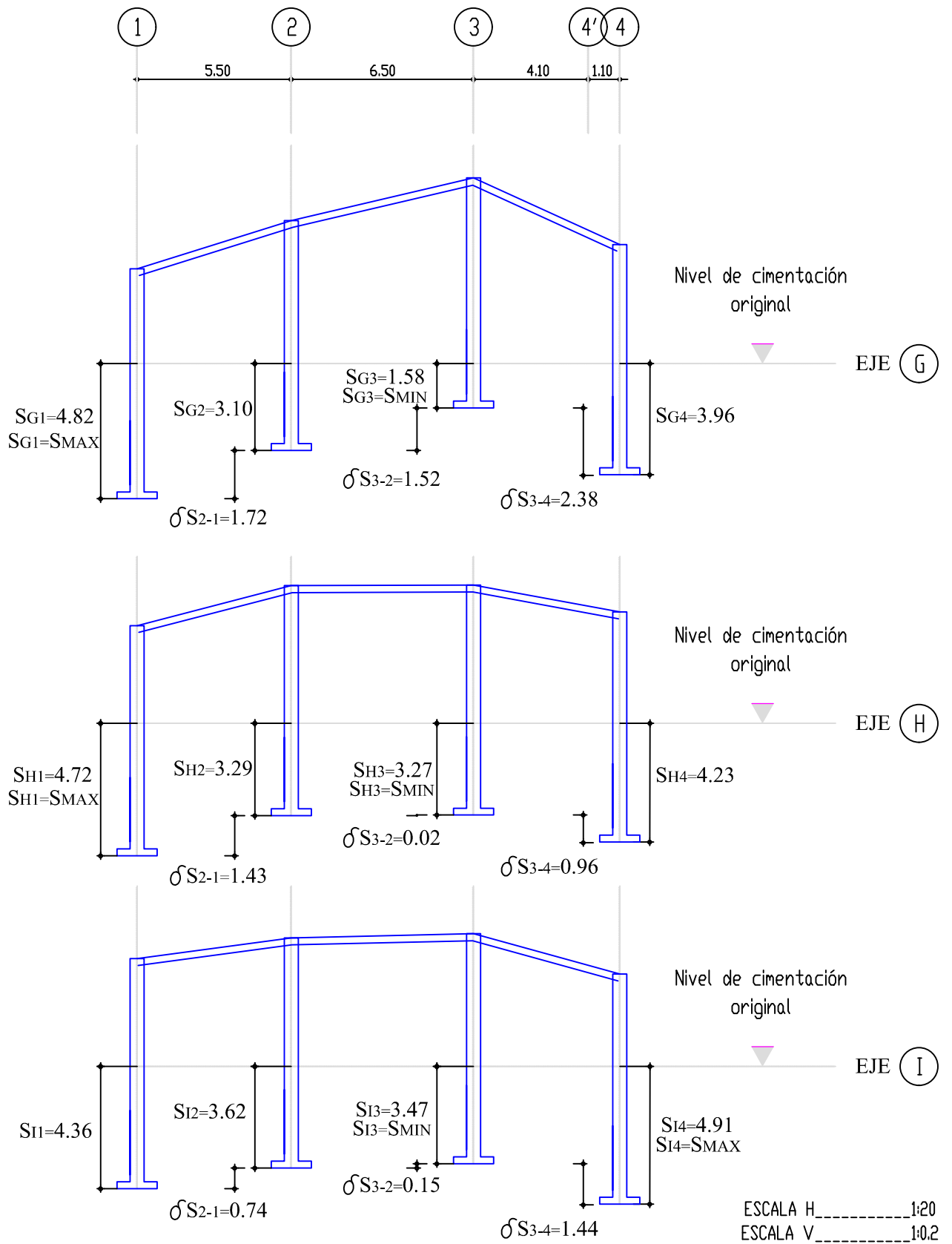


Figura N° 94. Asentamientos diferenciales sentido Y-Y, ejes G, H e I

ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN LA CIMENTACIÓN (mm)

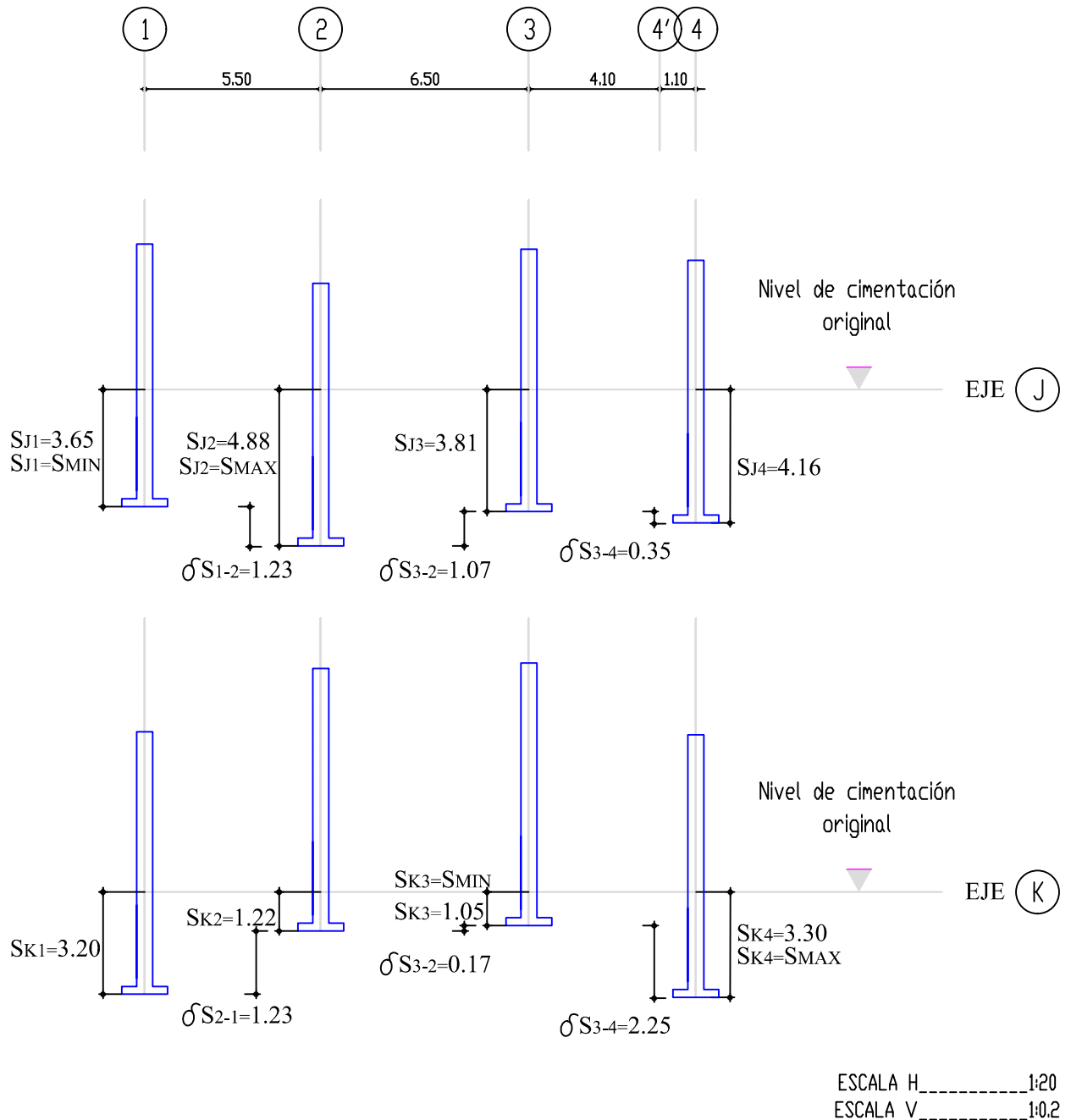


Figura N° 95. Asentamientos diferenciales sentido Y-Y, ejes J y K

Los máximos asentamientos diferenciales en los sentidos X-X y Y-Y son los siguientes:

$$\Delta = \text{máximo asiento diferencial} = (S_{\text{máx}} - S_{\text{mín}})$$

TABLA 88. Asentamientos máximos diferenciales en el sentido X-X

MÁXIMO ASIEN TO DIFERENCIAL SENTIDO X-X			
EJE	S _{max} (mm)	S _{min} (mm)	Δ (mm)
1	S _{F1} =4.83	S _{k1} =3.20	1.63
2	S _{J2} =4.88	S _{k2} =1.22	3.66
3	S _{J3} =3.81	S _{A3} =0.95	2.86
4	S _{I4} =4.91	S _{A'4} =0.84	4.07

TABLA 89. Asentamientos máximos diferenciales en el sentido Y-Y

MÁXIMO ASIEN TO DIFERENCIAL SENTIDO Y-Y			
EJE	S _{max} (mm)	S _{min} (mm)	Δ (mm)
A	S _{A1} =3.35	S _{A4'} =0.60	2.75
B	S _{B1} =3.72	S _{B4} =1.28	2.44
C	S _{C1} =4.38	S _{C3} =2.33	2.05
D	S _{D1} =4.72	S _{D3} =3.09	1.63
E	S _{E1} =4.82	S _{E2} =3.01	1.81
F	S _{F1} =4.83	S _{F3} =2.99	1.84
G	S _{G1} =4.82	S _{G3} =1.58	3.24
H	S _{H1} =4.72	S _{H3} =3.27	1.45
I	S _{I4} =4.91	S _{I3} =3.47	1.44
J	S _{J2} =4.88	S _{J1} =3.65	1.23
K	S _{K4} =3.30	S _{K3} =1.05	2.25

6.7.13.4. Distorsión angular

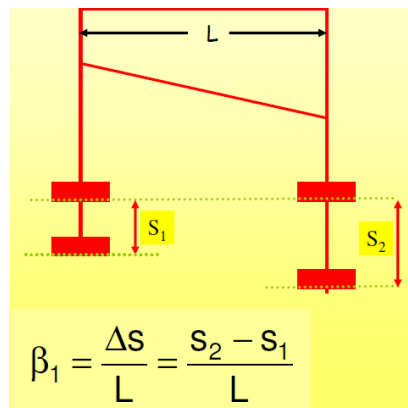


Figura N° 96. Análisis de Distorsión angular entre pórticos contiguos

Distorsión angular Sentido X-X

EJE 1

$$\beta S_{AB} = \frac{S_{B1}-S_{A1}}{L} = \frac{3.72mm - 3.35 mm}{5100 mm} = 0.0000725$$

$$\beta S_{BC} = \frac{S_{C1}-S_{B1}}{L} = \frac{4.38mm - 3.72 mm}{5100 mm} = 0.0001294$$

$$\beta S_{CD} = \frac{S_{D1}-S_{C1}}{L} = \frac{4.72mm - 4.38 mm}{5100 mm} = 0.0000667$$

$$\beta S_{DE} = \frac{S_{E1}-S_{D1}}{L} = \frac{4.82mm - 4.72 mm}{5100 mm} = 0.0000196$$

$$\beta S_{EF} = \frac{S_{F1}-S_{E1}}{L} = \frac{4.83mm - 4.82 mm}{5100 mm} = 0.00000196$$

$$\beta S_{GF} = \frac{S_{F1}-S_{G1}}{L} = \frac{4.83mm - 4.82 mm}{5100 mm} = 0.00000196$$

$$\beta S_{HG} = \frac{S_{G1}-S_{H1}}{L} = \frac{4.82mm - 4.72 mm}{5100 mm} = 0.0000196$$

$$\beta S_{IH} = \frac{S_{H1}-S_{I1}}{L} = \frac{4.72mm - 4.36 mm}{5100 mm} = 0.0000706$$

$$\beta S_{JI} = \frac{S_{I1}-S_{J1}}{L} = \frac{4.36mm - 3.65 mm}{5100 mm} = 0.0001392$$

$$\beta S_{KJ} = \frac{S_{J1}-S_{K1}}{L} = \frac{3.65mm - 3.20 mm}{3000} = 0.00015$$

EJE 2

$$\beta S_{AB} = \frac{S_{B2}-S_{A2}}{L} = \frac{2.85 mm - 1.97 mm}{5100 mm} = 0.0001725$$

$$\beta S_{BC} = \frac{S_{C2}-S_{B2}}{L} = \frac{3.38mm - 2.85 mm}{5100 mm} = 0.0001039$$

$$\beta S_{CD} = \frac{S_{D2}-S_{C2}}{L} = \frac{3.38mm - 3.38 mm}{5100 mm} = 0.00$$

$$\beta S_{ED} = \frac{S_{D2}-S_{E2}}{L} = \frac{3.38mm - 3.01 mm}{5100 mm} = 0.00007255$$

$$\beta S_{EF} = \frac{S_{F2} - S_{E2}}{L} = \frac{3.29 \text{ mm} - 3.01 \text{ mm}}{5100 \text{ mm}} = 0.0000549$$

$$\beta S_{GF} = \frac{S_{F2} - S_{G2}}{L} = \frac{3.29 \text{ mm} - 3.10 \text{ mm}}{5100 \text{ mm}} = 0.00003725$$

$$\beta S_{GH} = \frac{S_{H2} - S_{G2}}{L} = \frac{3.29 \text{ mm} - 3.10 \text{ mm}}{5100 \text{ mm}} = 0.00003725$$

$$\beta S_{HI} = \frac{S_{I2} - S_{H2}}{L} = \frac{3.62 \text{ mm} - 3.29 \text{ mm}}{5100 \text{ mm}} = 0.00006471$$

$$\beta S_{IJ} = \frac{S_{J2} - S_{I2}}{L} = \frac{4.88 \text{ mm} - 3.62 \text{ mm}}{5100 \text{ mm}} = 0.0002471$$

$$\beta S_{KJ} = \frac{S_{J2} - S_{K2}}{L} = \frac{4.88 \text{ mm} - 1.22 \text{ mm}}{3000 \text{ mm}} = 0.00122$$

EJE 3

$$\beta S_{AB} = \frac{S_{B3} - S_{A3}}{L} = \frac{1.68 \text{ mm} - 0.95 \text{ mm}}{5100 \text{ mm}} = 0.00014314$$

$$\beta S_{BC} = \frac{S_{C3} - S_{B3}}{L} = \frac{2.33 \text{ mm} - 1.68 \text{ mm}}{5100 \text{ mm}} = 0.00012745$$

$$\beta S_{CD} = \frac{S_{D3} - S_{C3}}{L} = \frac{3.09 \text{ mm} - 2.33 \text{ mm}}{5100 \text{ mm}} = 0.00014902$$

$$\beta S_{DE} = \frac{S_{E3} - S_{D3}}{L} = \frac{3.18 \text{ mm} - 3.09 \text{ mm}}{5100 \text{ mm}} = 0.00001765$$

$$\beta S_{FE} = \frac{S_{E3} - S_{F3}}{L} = \frac{3.18 \text{ mm} - 2.99 \text{ mm}}{5100 \text{ mm}} = 0.00003725$$

$$\beta S_{GF} = \frac{S_{F3} - S_{G3}}{L} = \frac{2.99 \text{ mm} - 1.58 \text{ mm}}{5100 \text{ mm}} = 0.00027647$$

$$\beta S_{GH} = \frac{S_{H3} - S_{G3}}{L} = \frac{3.27 \text{ mm} - 1.58 \text{ mm}}{5100 \text{ mm}} = 0.00033137$$

$$\beta S_{HI} = \frac{S_{I3} - S_{H3}}{L} = \frac{3.47 \text{ mm} - 3.27 \text{ mm}}{5100 \text{ mm}} = 0.00003922$$

$$\beta S_{IJ} = \frac{S_{J3} - S_{I3}}{L} = \frac{3.81 \text{ mm} - 3.47 \text{ mm}}{5100 \text{ mm}} = 0.000066667$$

$$\beta S_{KJ} = \frac{S_{J3} - S_{K3}}{L} = \frac{3.81 \text{ mm} - 1.05 \text{ mm}}{3000 \text{ mm}} = 0.00092$$

EJE 4

$$\beta S_{A'B} = \frac{S_{B4} - S_{A'4}}{L} = \frac{1.28 \text{ mm} - 0.84 \text{ mm}}{3600 \text{ mm}} = 0.00012222$$

$$\beta S_{BC} = \frac{S_{C4} - S_{B4}}{L} = \frac{2.62 \text{ mm} - 1.28 \text{ mm}}{5100 \text{ mm}} = 0.00026275$$

$$\beta S_{CD} = \frac{S_{D4} - S_{C4}}{L} = \frac{4.54 \text{ mm} - 2.62 \text{ mm}}{5100 \text{ mm}} = 0.00037647$$

$$\beta S_{DE} = \frac{S_{E4} - S_{D4}}{L} = \frac{4.70 \text{ mm} - 4.54 \text{ mm}}{5100 \text{ mm}} = 0.00003137$$

$$\beta S_{FE} = \frac{S_{E4} - S_{F4}}{L} = \frac{4.70 \text{ mm} - 4.27 \text{ mm}}{5100 \text{ mm}} = 0.00008431$$

$$\beta S_{GF} = \frac{S_{F4} - S_{G4}}{L} = \frac{4.27 \text{ mm} - 3.96 \text{ mm}}{5100 \text{ mm}} = 0.00006078$$

$$\beta S_{GH} = \frac{S_{H4} - S_{G4}}{L} = \frac{4.23 \text{ mm} - 3.96 \text{ mm}}{5100 \text{ mm}} = 0.00005294$$

$$\beta S_{HI} = \frac{S_{I4} - S_{H4}}{L} = \frac{4.91 \text{ mm} - 4.23 \text{ mm}}{5100 \text{ mm}} = 0.00013333$$

$$\beta S_{JI} = \frac{S_{I4} - S_{J4}}{L} = \frac{4.91 \text{ mm} - 4.16 \text{ mm}}{5100 \text{ mm}} = 0.00014706$$

$$\beta S_{KJ} = \frac{S_{J4} - S_{K4}}{L} = \frac{4.16 \text{ mm} - 3.30 \text{ mm}}{3000 \text{ mm}} = 0.00028667$$

Distorsión angular Sentido Y-Y

EJE A

$$\beta S_{2-1} = \frac{S_{A1} - S_{A2}}{L} = \frac{3.35 \text{ mm} - 1.97 \text{ mm}}{5500 \text{ mm}} = 0.00025091$$

$$\beta S_{3-2} = \frac{S_{A2} - S_{A3}}{L} = \frac{1.97 \text{ mm} - 0.95 \text{ mm}}{6500 \text{ mm}} = 0.00015692$$

$$\beta S_{4'-3} = \frac{S_{A3} - S_{A4'}}{L} = \frac{0.95 \text{ mm} - 0.60 \text{ mm}}{4100 \text{ mm}} = 0.00008537$$

$$\beta S_{4'-4} = \frac{S_{A4} - S_{A4'}}{L} = \frac{0.84 \text{ mm} - 0.60 \text{ mm}}{1800 \text{ mm}} = 0.00013333$$

EJE B

$$\beta S_{2-1} = \frac{S_{B1} - S_{B2}}{L} = \frac{3.72 \text{ mm} - 2.85 \text{ mm}}{5500 \text{ mm}} = 0.00015818$$

$$\beta S_{3-2} = \frac{S_{B2} - S_{B3}}{L} = \frac{2.85 \text{ mm} - 1.68 \text{ mm}}{6500 \text{ mm}} = 0.0001800$$

$$\beta S_{4-3} = \frac{S_{B3} - S_{B4}}{L} = \frac{1.68 \text{ mm} - 1.28 \text{ mm}}{5200 \text{ mm}} = 0.000076923$$

EJE C

$$\beta S_{2-1} = \frac{S_{C1} - S_{C2}}{L} = \frac{4.38 \text{ mm} - 3.38 \text{ mm}}{5500 \text{ mm}} = 0.00018182$$

$$\beta S_{3-2} = \frac{S_{C2} - S_{C3}}{L} = \frac{3.38 \text{ mm} - 2.33 \text{ mm}}{6500 \text{ mm}} = 0.00016154$$

$$\beta S_{3-4} = \frac{S_{C4} - S_{C3}}{L} = \frac{2.62 \text{ mm} - 2.33 \text{ mm}}{5200 \text{ mm}} = 0.00005577$$

EJE D

$$\beta S_{2-1} = \frac{S_{D1} - S_{D2}}{L} = \frac{4.72 \text{ mm} - 3.38 \text{ mm}}{5500 \text{ mm}} = 0.00024364$$

$$\beta S_{3-2} = \frac{S_{D2} - S_{D3}}{L} = \frac{3.38 \text{ mm} - 3.09 \text{ mm}}{6500 \text{ mm}} = 0.00004462$$

$$\beta S_{3-4} = \frac{S_{D4} - S_{D3}}{L} = \frac{4.54 \text{ mm} - 3.09 \text{ mm}}{5200 \text{ mm}} = 0.00027885$$

EJE E

$$\beta S_{2-1} = \frac{S_{E1} - S_{E2}}{L} = \frac{4.82 \text{ mm} - 3.01 \text{ mm}}{5500 \text{ mm}} = 0.00032909$$

$$\beta S_{2-3} = \frac{S_{E3} - S_{E2}}{L} = \frac{3.18 \text{ mm} - 3.01 \text{ mm}}{6500 \text{ mm}} = 0.00002615$$

$$\beta S_{3-4} = \frac{S_{E4} - S_{E3}}{L} = \frac{4.70 \text{ mm} - 3.18 \text{ mm}}{5200 \text{ mm}} = 0.00029231$$

EJE F

$$\beta S_{2-1} = \frac{S_{F1}-S_{F2}}{L} = \frac{4.83\text{mm} - 3.29 \text{ mm}}{5500 \text{ mm}} = 0.0002800$$

$$\beta S_{3-2} = \frac{S_{F2}-S_{F3}}{L} = \frac{3.29\text{mm} - 2.99 \text{ mm}}{6500 \text{ mm}} = 0.00004615$$

$$\beta S_{3-4} = \frac{S_{F4}-S_{F3}}{L} = \frac{4.27\text{mm} - 2.99 \text{ mm}}{5200 \text{ mm}} = 0.00024615$$

EJE G

$$\beta S_{2-1} = \frac{S_{G1}-S_{G2}}{L} = \frac{4.82\text{mm} - 3.10 \text{ mm}}{5500 \text{ mm}} = 0.00031273$$

$$\beta S_{3-2} = \frac{S_{G2}-S_{G3}}{L} = \frac{3.10\text{mm} - 1.58 \text{ mm}}{6500 \text{ mm}} = 0.00023385$$

$$\beta S_{3-4} = \frac{S_{G4}-S_{G3}}{L} = \frac{3.96\text{mm} - 1.58 \text{ mm}}{5200 \text{ mm}} = 0.00045769$$

EJE H

$$\beta S_{2-1} = \frac{S_{H1}-S_{H2}}{L} = \frac{4.72\text{mm} - 3.29 \text{ mm}}{5500 \text{ mm}} = 0.0002600$$

$$\beta S_{3-2} = \frac{S_{H2}-S_{H3}}{L} = \frac{3.29\text{mm} - 3.27 \text{ mm}}{6500 \text{ mm}} = 0.00000308$$

$$\beta S_{3-4} = \frac{S_{H4}-S_{H3}}{L} = \frac{4.23\text{mm} - 3.27 \text{ mm}}{5200 \text{ mm}} = 0.00018462$$

EJE I

$$\beta S_{2-1} = \frac{S_{I1}-S_{I2}}{L} = \frac{4.36\text{mm} - 3.62 \text{ mm}}{5500 \text{ mm}} = 0.00013455$$

$$\beta S_{3-2} = \frac{S_{I2}-S_{I3}}{L} = \frac{3.62\text{mm} - 3.47 \text{ mm}}{6500 \text{ mm}} = 0.00002308$$

$$\beta S_{3-4} = \frac{S_{I4}-S_{I3}}{L} = \frac{4.91\text{mm} - 3.47 \text{ mm}}{5200 \text{ mm}} = 0.00027692$$

EJE J

$$\beta S_{1-2} = \frac{S_{J2}-S_{J1}}{L} = \frac{4.88\text{mm} - 3.65 \text{ mm}}{5500 \text{ mm}} = 0.00022364$$

$$\beta S_{3-2} = \frac{S_{J2}-S_{J3}}{L} = \frac{4.88mm - 3.81 mm}{6500 mm} = 0.00016462$$

$$\beta S_{3-4} = \frac{S_{J4}-S_{J3}}{L} = \frac{4.16mm - 3.81 mm}{5200 mm} = 0.00006731$$

EJE K

$$\beta S_{2-1} = \frac{S_{K1}-S_{K2}}{L} = \frac{3.20mm - 1.22 mm}{5500 mm} = 0.00022364$$

$$\beta S_{3-2} = \frac{S_{K2}-S_{K3}}{L} = \frac{1.22mm - 1.05 mm}{6500 mm} = 0.00002615$$

$$\beta S_{3-4} = \frac{S_{K4}-S_{K3}}{L} = \frac{3.30mm - 1.05 mm}{5200 mm} = 0.00043269$$

De acuerdo a Bjerrum, 1963 la distorsión o desviación angular no puede superar los valores establecidos por la siguiente tabla:

TABLA 90. Distorsión angular limite [Bjerrum, 1963]

Categoría por daño potencial	β
Peligro a maquinaria sensible a asentamientos	1/750
Peligro a marcos con diagonales	1/600
Límite seguro para no tener ningún agrietamiento en edificios	1/500
Primer agrietamiento de muros	1/300
Dificultades con grúas elevadas	1/300
La inclinación de edificios rígidos altos se vuelve visible	1/250
Considerable agrietamiento de paneles y muros de ladrillo	1/150
Peligro de daño estructural en edificios generales	1/150
Límite seguro para muros flexibles de ladrillos	1/150

Ahora chequeamos la distorsión angular en sentido x-x y en el sentido y-y, tomando en cuenta como parámetro máximo.

Límite seguro para no tener ningún agrietamiento en edificios	β = 1/500
---	-----------------------------------

Sentido X-X

TABLA 91. Chequeo de distorsión angular entre pórticos contiguos en el eje 1

CHEQUEO DISTORSIÓN ANGULAR EJE 1				
Ubicación distorsión angular	Distorsión angular $\beta = \frac{\delta S}{L}$	Distancia entre apoyos L (mm)	Distorsión angular máxima 1/500	Chequeo $\beta < 1/500$
βS_{AB}	0.0000725	5100	0.002	OK
βS_{BC}	0.0001294	5100	0.002	OK
βS_{CD}	0.0000667	5100	0.002	OK
βS_{DE}	0.0000196	5100	0.002	OK
βS_{EF}	0.0000019	5100	0.002	OK
βS_{GF}	0.0000019	5100	0.002	OK
βS_{HG}	0.0000196	5100	0.002	OK
βS_{IH}	0.0000706	5100	0.002	OK
βS_{JI}	0.0001392	5100	0.002	OK
βS_{KJ}	0.000150	3000	0.002	OK

TABLA 92. Chequeo de distorsión angular entre pórticos contiguos en el eje 2

CHEQUEO DISTORSIÓN ANGULAR EJE 2				
Ubicación distorsión angular	Distorsión angular $\beta = \frac{\delta S}{L}$	Distancia entre apoyos L (mm)	Distorsión angular máxima 1/500	Chequeo $\beta < 1/500$
βS_{AB}	0.0001725	5100	0.002	OK
βS_{BC}	0.0001039	5100	0.002	OK
βS_{CD}	0.00	5100	0.002	OK
βS_{ED}	0.0000725	5100	0.002	OK
βS_{EF}	0.0000549	5100	0.002	OK
βS_{GF}	0.0000372	5100	0.002	OK
βS_{HG}	0.0000372	5100	0.002	OK
βS_{HI}	0.0000647	5100	0.002	OK
βS_{JI}	0.0002471	5100	0.002	OK
βS_{KJ}	0.001220	3000	0.002	OK

TABLA 93. Chequeo de distorsión angular entre pórticos contiguos en el eje 3

CHEQUEO DISTORSIÓN ANGULAR EJE 3				
Ubicación distorsión angular	Distorsión angular $\beta = \frac{\delta S}{L}$	Distancia entre apoyos L (mm)	Distorsión angular máxima 1/500	Chequeo $\beta < 1/500$
βS_{AB}	0.00014314	5100	0.002	OK
βS_{BC}	0.00012745	5100	0.002	OK
βS_{CD}	0.00014902	5100	0.002	OK
βS_{DE}	0.00001765	5100	0.002	OK
βS_{FE}	0.00003725	5100	0.002	OK
βS_{GF}	0.00027647	5100	0.002	OK
βS_{GH}	0.00033137	5100	0.002	OK
βS_{HI}	0.00003922	5100	0.002	OK
βS_{IJ}	0.000066667	5100	0.002	OK
βS_{KJ}	0.00092	3000	0.002	OK

TABLA 94. Chequeo de distorsión angular entre pórticos contiguos en el eje 4

CHEQUEO DISTORSIÓN ANGULAR EJE 4				
Ubicación distorsión angular	Distorsión angular $\beta = \frac{\delta S}{L}$	Distancia entre apoyos L (mm)	Distorsión angular máxima 1/500	Chequeo $\beta < 1/500$
$\beta S_{A'B}$	0.00012222	5100	0.002	OK
βS_{BC}	0.00026275	5100	0.002	OK
βS_{CD}	0.00037647	5100	0.002	OK
βS_{DE}	0.00003137	5100	0.002	OK
βS_{FE}	0.00008431	5100	0.002	OK
βS_{GF}	0.00006078	5100	0.002	OK
βS_{GH}	0.00005294	5100	0.002	OK
βS_{HI}	0.00013333	5100	0.002	OK
βS_{JI}	0.00014706	5100	0.002	OK
βS_{KJ}	0.00028667	3000	0.002	OK

Sentido Y-Y

TABLA 95. Chequeo de distorsión angular entre pórticos contiguos en el eje A

CHEQUEO DISTORSIÓN ANGULAR EJE A				
Ubicación distorsión angular	Distorsión angular $\beta = \frac{\delta S}{L}$	Distancia entre apoyos L (mm)	Distorsión angular máxima 1/500	Chequeo $\beta < 1/500$
βS_{2-1}	0.00025091	5500	0.002	OK
βS_{3-2}	0.00015692	6500	0.002	OK
$\beta S_{4'-3}$	0.00008537	4100	0.002	OK
$\beta S_{4'-4}$	0.00013333	1800	0.002	OK

TABLA 96. Chequeo de distorsión angular entre pórticos contiguos en el eje B

CHEQUEO DISTORSIÓN ANGULAR EJE B				
Ubicación distorsión angular	Distorsión angular $\beta = \frac{\delta S}{L}$	Distancia entre apoyos L (mm)	Distorsión angular máxima 1/500	Chequeo $\beta < 1/500$
βS_{2-1}	0.00015818	5500	0.002	OK
βS_{3-2}	0.0001800	6500	0.002	OK
βS_{4-3}	0.00007692	5200	0.002	OK

TABLA 97. Chequeo de distorsión angular entre pórticos contiguos en el eje C

CHEQUEO DISTORSIÓN ANGULAR EJE C				
Ubicación distorsión angular	Distorsión angular $\beta = \frac{\delta S}{L}$	Distancia entre apoyos L (mm)	Distorsión angular máxima 1/500	Chequeo $\beta < 1/500$
βS_{2-1}	0.00018182	5500	0.002	OK
βS_{3-2}	0.00016154	6500	0.002	OK
βS_{3-4}	0.00005577	5200	0.002	OK

TABLA 98. Chequeo de distorsión angular entre pórticos contiguos en el eje D

CHEQUEO DISTORSIÓN ANGULAR EJE D				
Ubicación distorsión angular	Distorsión angular $\beta = \frac{\delta S}{L}$	Distancia entre apoyos L (mm)	Distorsión angular máxima 1/500	Chequeo $\beta < 1/500$
βS_{2-1}	0.00024364	5500	0.002	OK
βS_{3-2}	0.00004462	6500	0.002	OK
βS_{3-4}	0.00027885	5200	0.002	OK

TABLA 99. Chequeo de distorsión angular entre pórticos contiguos en el eje E

CHEQUEO DISTORSIÓN ANGULAR EJE E				
Ubicación distorsión angular	Distorsión angular $\beta = \frac{\delta S}{L}$	Distancia entre apoyos L (mm)	Distorsión angular máxima 1/500	Chequeo $\beta < 1/500$
βS_{2-1}	0.00032909	5500	0.002	OK
βS_{2-3}	0.00002615	6500	0.002	OK
βS_{3-4}	0.00029231	5200	0.002	OK

TABLA 100. Chequeo de distorsión angular entre pórticos contiguos en el eje F

CHEQUEO DISTORSIÓN ANGULAR EJE F				
Ubicación distorsión angular	Distorsión angular $\beta = \frac{\delta S}{L}$	Distancia entre apoyos L (mm)	Distorsión angular máxima 1/500	Chequeo $\beta < 1/500$
βS_{2-1}	0.0002800	5500	0.002	OK
βS_{3-2}	0.00004615	6500	0.002	OK
βS_{3-4}	0.00024615	5200	0.002	OK

TABLA 101. Chequeo de distorsión angular entre pórticos contiguos en el eje G

CHEQUEO DISTORSIÓN ANGULAR EJE G				
Ubicación distorsión angular	Distorsión angular $\beta = \frac{\delta S}{L}$	Distancia entre apoyos L (mm)	Distorsión angular máxima 1/500	Chequeo $\beta < 1/500$
βS_{2-1}	0.00031273	5500	0.002	OK
βS_{3-2}	0.00023385	6500	0.002	OK
βS_{3-4}	0.00045769	5200	0.002	OK

TABLA 102. Chequeo de distorsión angular entre pórticos contiguos en el eje H

CHEQUEO DISTORSIÓN ANGULAR EJE H				
Ubicación distorsión angular	Distorsión angular $\beta = \frac{\delta S}{L}$	Distancia entre apoyos L (mm)	Distorsión angular máxima 1/500	Chequeo $\beta < 1/500$
βS_{2-1}	0.0002600	5500	0.002	OK
βS_{3-2}	0.00000308	6500	0.002	OK
βS_{3-4}	0.00018462	5200	0.002	OK

TABLA 103. Chequeo de distorsión angular entre pórticos contiguos en el eje I

CHEQUEO DISTORSIÓN ANGULAR EJE I				
Ubicación distorsión angular	Distorsión angular $\beta = \frac{\delta S}{L}$	Distancia entre apoyos L (mm)	Distorsión angular máxima 1/500	Chequeo $\beta < 1/500$
βS_{2-1}	0.00013455	5500	0.002	OK
βS_{3-2}	0.00002308	6500	0.002	OK
βS_{3-4}	0.00027692	5200	0.002	OK

TABLA 104. Chequeo de distorsión angular entre pórticos contiguos en el eje J

CHEQUEO DISTORSIÓN ANGULAR EJE J				
Ubicación distorsión angular	Distorsión angular $\beta = \frac{\delta S}{L}$	Distancia entre apoyos L (mm)	Distorsión angular máxima 1/500	Chequeo $\beta < 1/500$
βS_{1-2}	0.00022364	5500	0.002	OK
βS_{3-2}	0.00016462	6500	0.002	OK
βS_{3-4}	0.00006731	5200	0.002	OK

TABLA 105. Chequeo de distorsión angular entre pórticos contiguos en el eje K

CHEQUEO DISTORSIÓN ANGULAR EJE K				
Ubicación distorsión angular	Distorsión angular $\beta = \frac{\delta S}{L}$	Distancia entre apoyos L (mm)	Distorsión angular máxima 1/500	Chequeo $\beta < 1/500$
βS_{2-1}	0.00022364	5500	0.002	OK
βS_{3-2}	0.00002615	6500	0.002	OK
βS_{3-4}	0.00043269	5200	0.002	OK

6.7.14. Conclusiones

- Luego de la modelación de la estructura se observó q las derivas calculadas son mayores a las admisibles estipuladas en el código ecuatoriano de la construcción, agravando el problema debido a los cambios que se dieron en el momento de la construcción de la estructura, como fueron el cambio de orientación de las vigas secundarias en los niveles diseñados con placa colaborante, así también como el cambio del tipo de losa en el nivel + 2.70 losa alivianada que fue sustituida por el diseño con placa colaborante de los pisos superiores.

- En el análisis de la cimentación se modeló el suelo como un medio elástico (cama de resortes) independientes unos de otros utilizando una constante de reacción ante carga vertical que se denomina coeficiente de balasto, también conocido en geotecnia como coeficiente de reacción del suelo. Este coeficiente permitió obtener los asentamientos ante sollicitaciones de una fundación deformable en un típico problema de interacción suelo estructura.
- De los cálculos correspondientes de la obtención del coeficiente de balasto de acuerdo a varios autores se obtuvo.

Terzaghi:

Zapata tipo 1 (central) de 3.8 m x 3.8 m, el valor del coeficiente de balasto es: 6.98 (Kg/cm³).

Zapata tipo 2 (lindero) de 2.0 m x 3.8 m, el valor del coeficiente de balasto es: 6.68 (Kg/cm³).

Zapata tipo 3 (esquinera) de 2.0 m x 2.0 m, el valor del coeficiente de balasto es: 7.94 (Kg/cm³).

Zapata tipo 4 (lindero combinada) de 2.0 m x 4.8 m, el valor del coeficiente de balasto es: 6.39 (Kg/cm³).

Zapata tipo 5 (central combinada) de 3.0 m x 4.8 m, el valor del coeficiente de balasto es: 6.35 (Kg/cm³).

Nelson Morrison:

Para todos los tipos de zapatas el valor del coeficiente de balasto es 7.50 (Kg/cm³).

De Beer:

Zapata tipo 1 (central) de 3.8 m x 3.8 m, el valor del coeficiente de balasto es: 3.95 (Kg/cm³).

Zapata tipo 2 (lindero) de 2.0 m x 3.8 m, el valor del coeficiente de balasto es: 5.37 (Kg/cm³).

Zapata tipo 3 (esquinera) de 2.0 m x 2.0 m, el valor del coeficiente de balasto es: 7.50 (Kg/cm³).

Zapata tipo 4 (lindero combinada) de 2.0 m x 4.8 m, el valor del coeficiente de balasto es: 4.97 (Kg/cm³).

Zapata tipo 5 (central combinada) de 3.0 m x 4.8 m, el valor del coeficiente de balasto es: 3.97 (Kg/cm³).

- Los valores de acuerdo a Terzaghi se obtuvieron, a partir de ensayos de campo, en donde en primera instancia, realiza una prueba de carga para obtener el coeficiente de balasto para una placa de 1 pie², que en nuestro caso optamos por tomar este valor de estudios realizados por Terzaghi para diferentes tipos de suelo, con este coeficiente de balasto se realizó los ajustes correspondientes de acuerdo a las dimensiones de cada una de las zapatas.
- Los valores de acuerdo a Nelson Morrison se obtuvieron, a partir de tabulaciones publicadas, en la Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona-España.1993.

Está en una tabla con diferentes valores del Módulo de Reacción del Suelo (conocido también como Coeficiente de Balasto o Modulo de Winkler) en función de la resistencia admisible del terreno en cuestión. Los valores de esta tabla son para una superficie de apoyo (Área), pero es un valor constante para todos los tipos de cimentación analizados en la presente investigación.

- Los valores de acuerdo a De Beer se obtuvieron, a partir de fórmulas propuestas por ensayos de laboratorio en donde el coeficiente de balasto depende del módulo de compresibilidad de suelo E_s y las dimensiones de las zapatas.
- Se concluye que el coeficiente de balasto, K_s , de un suelo varía con el ancho de la fundación, debido a que la profundidad de suelo afectado por el incremento de carga aumenta proporcionalmente con el tamaño de la fundación. A esto se agrega que el módulo de deformación del suelo, E_s , aumenta igualmente con la profundidad ya que depende de la presión de confinamiento.
- Se eligió los valores obtenidos con la metodología de Terzaghi debido a que el coeficiente de balasto K_s es un parámetro que aunque depende de las características del terreno no es una constante y los asentamientos de una cimentación dependen de las dimensiones del área cargada.
- La capacidad portante del suelo, valor resultante del estudio de mecánica de suelo $q_{adm} = 37.5 \frac{Ton}{m^2}$, es mayor a la carga transmitida por la estructura hacia la cimentación $14.76 \frac{Ton}{m^2}$, por lo que concluimos que el suelo es apto para soportar la estructura.
- La transmisión del peso hacia el suelo, nos manifestó que no existe una compresión uniforme en el área de toda la estructura debido a que en las zapatas de lindero se estaba produciendo levantamientos, esto se debe a que el suelo no trabaja a tracción, parámetro que nos indujo a realizar un análisis no lineal.
- De los resultados del estudio de mecánica de suelos realizado se obtiene que el suelo en general conserva similitud en sus propiedades físicas y mecánicas con respecto a los tres puntos estudiados, y se estima un asentamiento de 25 mm.

El asentamiento tolerable de acuerdo a las cargas que trasmite la estructura hacia el suelo con la relación del coeficiente de balasto es menor al asentamiento tolerable determinado por el estudio de mecánica de suelos.

$$St = 2.12 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$$

- De acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 11. Capítulo 9, en el artículo 9.4.2.2 expresa que los asentamientos diferenciales no pueden superar el valor de: $\Delta_{\max} = L/1000$, valores máximos de asentamientos diferenciales expresados en función entre la distancia de apoyo o columnas L.

Todos los asentamientos diferenciales entre pórticos, dispuestos a una distancia de apoyo L, cumplen con los requerimientos.

- Los asentamientos máximos diferenciales en los sentidos X-X y Y-Y son los siguientes:

Sentido X-X

En el eje 1 el máximo asentamiento diferencial es, $\Delta_{F1-k1} = 1.63 \text{ mm}$.

En el eje 2 el máximo asentamiento diferencial es, $\Delta_{J2-k2} = 3.66 \text{ mm}$.

En el eje 3 el máximo asentamiento diferencial es, $\Delta_{J3-A3} = 2.86 \text{ mm}$.

En el eje 4 el máximo asentamiento diferencial es, $\Delta_{I4-A'4} = 4.07 \text{ mm}$.

Sentido Y-Y

En el eje A el máximo asentamiento diferencial es, $\Delta_{A1-A4'} = 2.75 \text{ mm}$.

En el eje B el máximo asentamiento diferencial es, $\Delta_{B1-B4} = 2.44 \text{ mm}$.

En el eje C el máximo asentamiento diferencial es, $\Delta_{C1-C3} = 2.05 \text{ mm}$.

En el eje D el máximo asentamiento diferencial es, $\Delta_{D1-D3} = 1.63 \text{ mm}$.

En el eje E el máximo asentamiento diferencial es, $\Delta_{E1-E2} = 1.81$ mm.

En el eje F el máximo asentamiento diferencial es, $\Delta_{F1-F3} = 1.84$ mm.

En el eje G el máximo asentamiento diferencial es, $\Delta_{G1-G3} = 3.24$ mm.

En el eje H el máximo asentamiento diferencial es, $\Delta_{H1-H3} = 1.45$ mm.

En el eje I el máximo asentamiento diferencial es, $\Delta_{I4-I3} = 1.44$ mm.

En el eje J el máximo asentamiento diferencial es, $\Delta_{J2-J1} = 1.23$ mm.

En el eje K el máximo asentamiento diferencial es, $\Delta_{K4-K3} = 2.25$ mm.

- De acuerdo a Bjerrum, la distorsión o desviación angular no puede superar los valores establecidos, para un límite seguro para no tener ningún agrietamiento en edificios, $\beta = 1/500$

La distorsión angular entre soportes contiguos, dispuestos a una distancia de apoyo L, cumplen con los requerimientos establecidos para no tener ningún agrietamiento en el edificio.

- La distorsión máxima entre soportes contiguos en los sentidos X-X y Y-Y son los siguientes:

Sentido X-X

En el eje 1 la máxima distorsión angular es, $\beta S_{KJ} = 0.000150$.

En el eje 2 la máxima distorsión angular es, $\beta S_{KJ} = 0.001220$.

En el eje 3 la máxima distorsión angular es, $\beta S_{KJ} = 0.000920$.

En el eje 4 la máxima distorsión angular es, $\beta S_{CD} = 0.000376$.

Sentido Y-Y

En el eje A la máxima distorsión angular es, $\beta S_{2-1} = 0.00025091$.

En el eje B la máxima distorsión angular es, $\beta S_{3-2} = 0.00018000$.

En el eje C la máxima distorsión angular es, $\beta S_{2-1} = 0.00018182$.

En el eje D la máxima distorsión angular es, $\beta S_{3-4} = 0.00027885$.

En el eje E la máxima distorsión angular es, $\beta S_{2-1} = 0.00032909$.

En el eje F la máxima distorsión angular es, $\beta S_{2-1} = 0.0002800$.

En el eje G la máxima distorsión angular es, $\beta S_{3-4} = 0.00045769$.

En el eje H la máxima distorsión angular es, $\beta S_{2-1} = 0.0002600$.

En el eje I la máxima distorsión angular es, $\beta S_{3-4} = 0.00027692$.

En el eje J la máxima distorsión angular es, $\beta S_{1-2} = 0.00022364$.

En el eje K la máxima distorsión angular es, $\beta S_{3-4} = 0.00043269$.

- La precisión del modelo de cálculo generado dependió del ajuste entre el comportamiento del terreno real y el representado por el modelo. El empleo del modelo dentro de sus límites de aplicación, así como la caracterización del suelo mediante un valor del módulo de balasto apropiado, fueron condiciones prioritarias para un cálculo correcto.

- Debido a la importancia que cobra la cimentación, la misma esta forzada a cumplir con ciertos parámetros geométricos, de presión, de conformación que responden a las características del suelo y de las cargas de la estructuras. Por lo tanto el diseño de una cimentación no es algo que se realice de manera intuitiva sino que cumpla con una metodología de diseño que evalúa desde la forma de la cimentación hasta la profundidad que esta va a comprender, así como también las características naturales del suelo, con lo que se concluye que la cimentación superficial designada para el edificio en estudio no tendrá problemas de inestabilidad provocados por asentamientos excesivos, y que el suelo es apto para soportar la estructura.

6.7.15. Recomendaciones

- Cuando se presentan el caso de esfuerzos de suelo a tracción se debe realizar un análisis no lineal. Tomando en cuenta la no linealidad de contacto se obtiene únicamente esfuerzos de compresión en el suelo en una región de la fundación, y se tendrá también esfuerzos nulos en la otra región que vendría siendo la zona que se está levantando. La relación entre el área de esta zona y el área total de la fundación da el porcentaje de levantamiento de la misma.
- Es recomendable hacer estudios para evaluar los alcances y limitaciones del método de Winkler considerando el comportamiento no lineal del sistema cimiento-suelo. Adicionalmente, es recomendable contar con estudios de laboratorio, o si es posible, de mediciones de campo para poder comparar los con los estudios teóricos.
- Dada la alta variabilidad de las propiedades del suelo, para considerar los efectos de sitio en el diseño de cimentaciones, es recomendable llevar a cabo estudios de mecánica de suelos, y si es posible, la consulta de mapas geológicos, topográficos, de suelos, de rellenos, orográficos, de hundimientos, inundaciones, fotografías aéreas y datos sobre construcciones adyacentes.

- Se recomienda utilizar el método de Winkler o módulo de balasto para calcular los hundimientos que se generan en el suelo debajo de la zapata, con esta información de acuerdo al reglamento de construcciones con el que se esté diseñando, se podrán cambiar las dimensiones de la zapata, para no exceder los límites de tolerancia de los asentamientos permisibles.
- Se recomienda consultar al ingeniero calculista, cuando se hagan cambios sustanciales en las estructuras al momento de la construcción, debido a que estos pueden causar problemas de funcionamiento y provocar inestabilidad estructural.

Bibliografía

Dr. CHRISTIAN JOHN. (1976). *Soil-Foundation-Structure Interaction*. Lehigh University: Envo Press, Lehigh Valley.

Whitman, R. (1971). *Performance of Foundation for Altair Radar*. ASCE. ACI 336 2R 88. (s.f.). *Suggested Analysis Designing procedures for combined Footings and Mats*.

BROMS, B.B. (s.f.). *Stability of flexible structures (Piles and Piles Groups)*. (V Congreso Europeo de Mecanica del suelo y Cimentaciones. Session III. Madrid.

(Bjerrum, 1963)

BOWLES. (1974). *Analytical and Computer Methodss in Foundation Engineering*. New York: McGraw-Hill Book Co.

CALAVERA J. . (1992). *Calculo de Flechas en Estructuras de Hormigon Armado*. Madrid: INTEMAC.

CALAVERA, J. (1992). *Calculo de Estructuras de Cimentacion, Cap. 3*. Madrid: INTEMAC 2 da Ed.

CALAVERA, J. (s.f.). *Calculo de Estructuras de Cimentacion, Capitulo 3*. Madrid: INTEMAC.

D GRAUX. (1975). *Fundamentos de Mecanica del Suelo Proyecto de Muros y Cimentaciones*. Barcelona: Editores tecnicos asociados, Barcelona 2 da Ed.

DAS , BRAJA M. (1999). *Fundamentos de Ingenieria Geotecnica*.

DELGADO VARGAS M. (1996). *Ingenieria de Fundaciones*. Santa Fe/ Bogota: Escuela Colombiana de Ingenieria .

FREIRE TELLADO . (9 VII 2000 400 36). *Interaccion del Suelo, Cimientto Y Estructura, Caso de las Zapatas*. Dpto. de Tecnologia de la construccion Univ. De A. Coruña.

Geotechnique. (1955). Evaluation of coefficients of subgrade reaction. *Geotechnique*.

GENNER VILLARREAL CASTRO. (2009). *Análisis Estructural*, Asamblea Nacional de Rectores, Lima-Perú.

GIBSON, R. (1967 y 1974). *Some Results Concerning Displacements in a Non-Homogenous Elastic Half-Space*, *Geotechnique*.

GONZALEZ MATILDE C. (2001). *ELTerreno*.

HAIN Y LEE. (1974).

HANN, J. (s.f.). *vigas continuas, Porticos, Placas y vigas Flotantes sobre terreno Elastico* . Gustavo Gili 3 era Ed.

HORVATH, J.S. (1979). *Study of analytical methods for determinig the response of mat foundations to static loads*. Tesis Doctoral del Instituto Politecnico de nueva York.

Ing. AVILA ANIBAL. (2004). *Mecanica de Suelos* . Quito: Universidad Central del Ecuador.

Ing. NUÑEZ E. (1999). *Modulo de Reaccion del Terreno o Coeficiente de balasto*. Boletin SAIG # 30.

JORGE ALVA HURTADO. (n.d.). *Diseño de Cimentaciones*. Lima-Peru: Instituto de la Construcción y Gerencia.

JIMENES SALAS. (1980). *Geotecnia y Cimientos, Tomo III, pag 3*. Madrid: RUEDA 2 da Ed.

JIMENEZ SALAS. (1980). *Geotecnia y Cimientos*. Madrid: RUEDA 2da Ed.

LLOPIZ CARLOS RICARDO. (2001). *Fisologia del diseno para estructuras de hormign armado*.

M.Sc. Ing. MANTILLA FRANCISCO. (2009). *Mecanica de Suelos Tecnica para el Ingeniero Civil*. Ambato.

MASAAL'SKII, E. K. (1964). *Experimental Study of a Flexible Beam on a Sand Foundation. Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Santiago de Chile: vol II, pp 71/86.

MORRISON NELSON. (1933). Barcelona / España: Universidad Politecnica de Cataluña .

PECK, RALPH Y OTROS. (2004). *Ingenieria de Cimentaciones*. Mexico, D.F.: Limusa S.A.

RODRIGUEZ JOSE MARIA, SERRA JESUS Y OTEO CARLOS. (s.f.). *Curso Aplicado de Cimentaciones*. COAM.

ROWE, P. W. (1951). *A theoretical and experimental analysis of sheet pile walls*. Proc. I.C.E.

SANCHEZ CARLOS. (2007). *Metal Deck-Manual Técnico* Acesco, Colombia.

SIMONE S.V. Y GOULD J.P. . (1971). *Performance of two mat foundations on Boston blue clay*. St. Louis: ASCE.

TERZAGHI, KARL. (1955). *Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction*. *Geotechnique* pag.326. Vol 5 n1 4.

TERZAGHI, KARL Y PECK, RALPH B. (1955). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. España: EL ATENEO S.A. 1 era Ed.

USSR Building Code, 1955

VERDEYEN J. (1964). *L'application of coefficients of subgrade reaction*.(*Geotechnique*).

VESIC, ALEKSANDER. (1971). *Beams on Elastic Sibgrade and the Winkler's Hypothesis*. Paris: 5 ta International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering.

WARD, W.H., BURLAND, J.B. Y GALLOIS, R.W. (1968). *Geotechnical Assessment of a Site at Mundford*. Vol 18 pp 399/431.

WINKLER, E. (1867). *Die Lehre von Elastizitat und Festigkeit (Sobre Elasticidad Y Resistencia)*. Praga.

ZIMMERMANN, H. (s.f.). *Die Berechnung des Eisenbahn Oberbaues. (Calculo de superestructuras de vias de ferrocarril)*. Berlin, 88.

ANEXOS

ANEXO
FOTOGRAFICO



Fotografía N° 1. Vista frontal del edificio en construcción



Fotografía N° 2. Nivel - 2.70 piso subterráneo, columnas de 55x55 cm.



Fotografía N° 3. Nivel 0+00 Losa alivianada y muro de sótano perimetral



Fotografía N° 4. Piso modificado: diseño de losa con placa Deck Nivel +2.70



Fotografía N° 5. Distribución de vigas principales (Hormigón Armado) y vigas secundarias (Metálicas)



Fotografía N° 6. Distribución de vigas secundarias (Metálicas) en sentido Y-Y

MECÁNICA DE SUELOS

EDIFICIO MANHATAN

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

**PREVIO AL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LAS
CIMENTACIONES DEL EDIFICIO**

MANHATTAN



REALIZADO POR: ING. JORGE MARTÍNEZ CASTRO

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PREVIO AL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LAS CIMENTACIONES DEL EDIFICIO MANHATTAN

INTRODUCCION

PROPÓSITO Y ALCANCE

El presente informe corresponde al estudio de Mecánica de Suelos previo al diseño y construcción de las cimentaciones del edificio tipo el mismo que se prevé construir en el sector residencial de Ambato, entre Miraflores y la plaza de toros en la subida conocida como la rompe corazones y su objetivo es establecer la composición del subsuelo y las características generales de los materiales que servirán de soporte a las edificaciones que se prevén construir, de manera que se constituya en el antecedente requerido para la selección del tipo de cimentación que mejor se adapte a las condiciones del lugar y proporcione los parámetros necesarios para el diseño respectivo.

ESTRUCTURA PROYECTADA

Se proyectan construir un edificio de cinco plantas y dos subsuelos que serán destinados para parqueaderos, todo el edificio estará destinado para departamentos con todas las comodidades que el mundo moderno exige, el área total de construcción es de aproximadamente 3500 m²

DESCRIPCIÓN DEL SITIO

El terreno estudiado se encuentra localizado en la zona residencial de la ciudad de Ambato entre la plaza de toros y Miraflores en la vía conocida como rompe corazones, el sitio se encuentra muy irregular, con escombros de una construcción que ha sido derrocada, con un área aproximada de 800 m²

INFORMACIÓN PROPORCIONADA

Para la elaboración del presente informe, se contó con la información general del proyecto arquitectónico que se propone construir y que fue descrita. Adicionalmente se disponen de datos de estudios geológicos y geotécnicos realizados en el sector e información general sobre el clima y las lluvias de la región.

EXPLORACIÓN SUBTERRÁNEA**PLANIFICACIÓN PREVIA**

En función de la configuración del sitio y del proyecto que se va a ejecutar, considerando el tipo de materiales existentes y de la información disponible, por una parte, y por otra la probable magnitud de las cargas, se creyó conveniente efectuar la exploración en tres puntos del área total de terreno, que definan adecuadamente la posición de los estratos. Las perforaciones alcanzaron una profundidad de 6,00m, el tipo de perforaciones ejecutadas son conocidas como SPT (Standard Penetrations Test).

Ensayos de Penetración Standard

SONDEOS EJECUTADOS

Se realizaron tres sondeos mediante el sistema del SPT, a cada 50 cm de profundidad se tomaron muestras de suelo con el propósito de realizar los estudios respectivos, esto es determinar en el laboratorio las propiedades físicas mecánicas del suelo, como son las propiedades índice (contenidos de humedad expresados en porcentaje $w\%$, pesos específicos γ , clasificación del suelo según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), el ángulo de fricción interna ϕ , determinación del esfuerzo admisible del suelo por medio de la fórmula de Karl Terzaghi , y su comprobación mediante los ábacos propuestos por B.K. HOUGH en su obra “ Basic Soil Engineering” Además del ensayo de compresión simple de muestras disturbadas obtenidas del pozo a cielo abierto ejecutado.

El cuadro que sigue indica en detalle la exploración realizada y anexos a este informe se presentan los registros de los sondeos. Todas las muestras fueron clasificadas siguiendo el método manual visual y además se ejecutaron los ensayos de laboratorio necesarios para identificar al material y determinar su resistencia según estaba previsto.

CUADRO N° 1**DETALLE DE LOS SONDEOS REALIZADOS**

SONDEO NUMERO	PROFUNDIDAD METROS	NUMERO DE MUESTRAS	NIVEL FREÁTICO
1	6,00	3	NO SE ENCONTRO
2	6,00	3	NO SE ENCONTRO
3	6,00	3	NO SE ENCONTRO

PERFIL DEL SUBSUELO

PERFIL ESTRATIGRAFICO

Según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS, el suelo estudiado se identifica como limo arenoso MS de color amarillento de mediana compresibilidad hasta la profundidad de 3,00 m de aquí en adelante el suelo es una arena limosa cuya compresibilidad aumenta de media a alta, con contenidos de humedad bajos, razón por lo que las cimentaciones no tendrán ningún problema por efecto de la humedad del terreno,

CONCLUSIONES DE LA EXPLORACIÓN SUBTERRANEA

Como conclusiones del análisis efectuado, de los resultados obtenidos durante la exploración subterránea y de los ensayos de laboratorio ejecutados, se tiene lo siguiente;

1. Las capas de suelo resistente se encuentran a profundidades económicas por lo que se tendrá que realizar cimentaciones superficiales que se adapten a la buena calidad del suelo
2. La poca humedad del suelo, no causara ningún efecto destructivo en la cimentaciones y los posibles asentamientos que se produzcan estarán dentro de los admisibles

PARÁMETROS DE CÁLCULO

Los parámetros adoptados se obtuvieron de los ensayos de laboratorio efectuados y de las correlaciones conocidas de la Mecánica de Suelos, Como es usual se diseña para las condiciones de sondeo mas desfavorables, se evita el uso de correlaciones diferentes en un mismo calculo y se emplean las teorías actualizadas y de uso universal, mediante software actualizado al 2000

DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES

HIPÓTESIS PREVIAS

Par el cálculo de la cimentación se ha tomado la información proveniente de:

- La exploración del subsuelo, su estratigrafía, los resultados de los ensayos de campo
- Las cargas transmitidas por esta edificación al suelo de cimentación, el tipo de estructura y demás datos del proyecto

El análisis de los datos así obtenidos permitió plantear la solución al problema, la cual se basa en las siguientes hipótesis:

1. Tipo de cimentación: **zapata aislada**
2. El replantillo de hormigón simple estará colocado a la profundidad $D_f = -$
1,20 m (del nivel del 2^{DO} subsuelo)
3. El esfuerzo admisible del suelo será $\sigma_{adm} = 3,745 \text{ kgs/cm}^2$
4. La densidad del suelo $\gamma = 1.75 \text{ kg/cm}^3$
5. Módulo de elasticidad $E = 10000 \text{ tn/m}^2$
6. $K_v = 1000 \text{ kg/m}^2/\text{m}$
7. $K_h = 750 \text{ kg/m}^2/\text{m}$
8. Asentamiento máximo permisible $s = 25 \text{ mm}$
9. El ángulo de rozamiento interno $\phi = 36^\circ$
10. Esfuerzo admisible del suelo $\sigma_{adm} = 37,5 \text{ tn/m}^2$

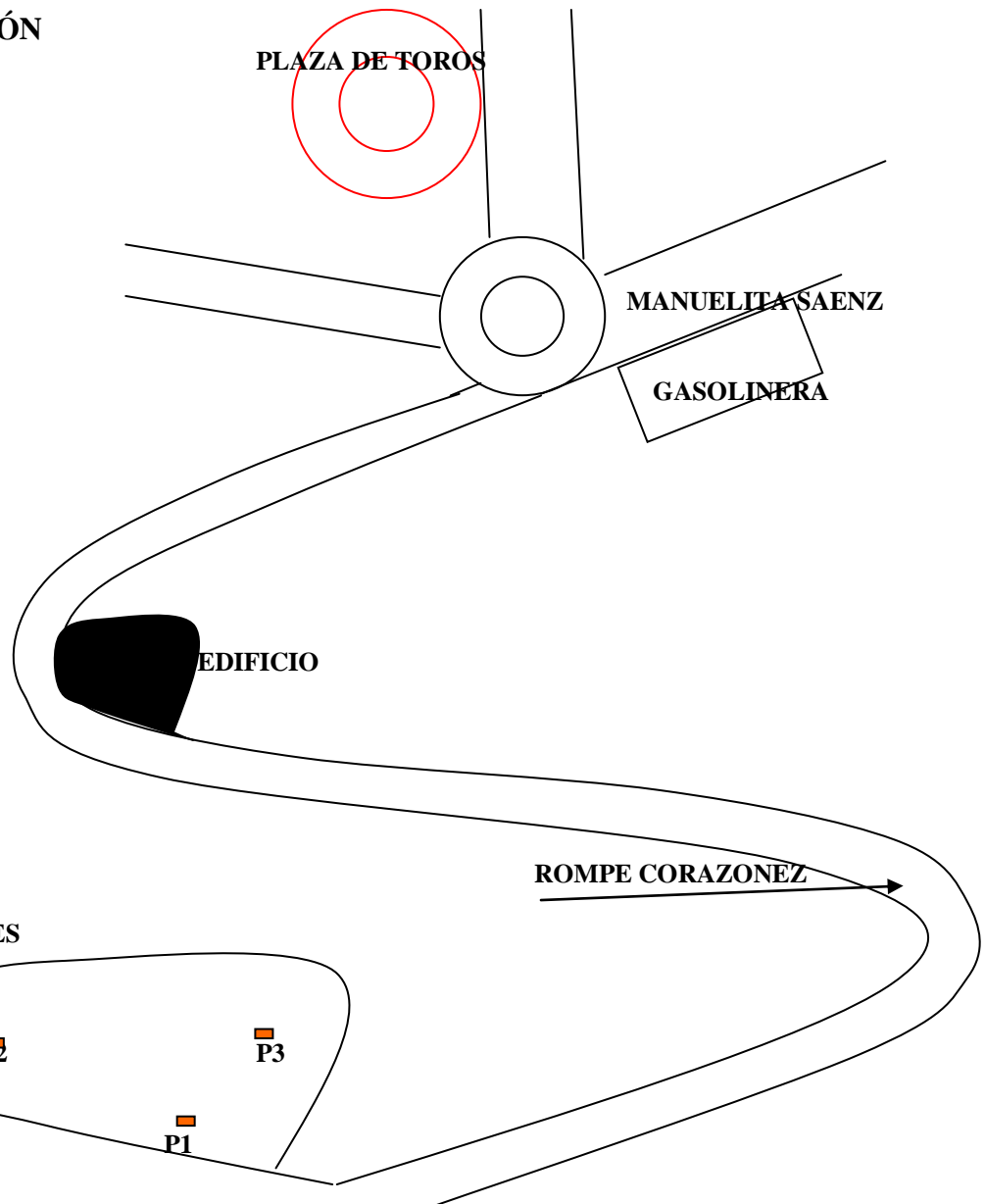
Cualquier variación substancial de las hipótesis asumidas merecerá un recalcu de los parámetros recomendados, por la dependencia de las teorías empleadas con las hipótesis requeridas.



Jorge Martínez Castro

LP 18-137 RM 507

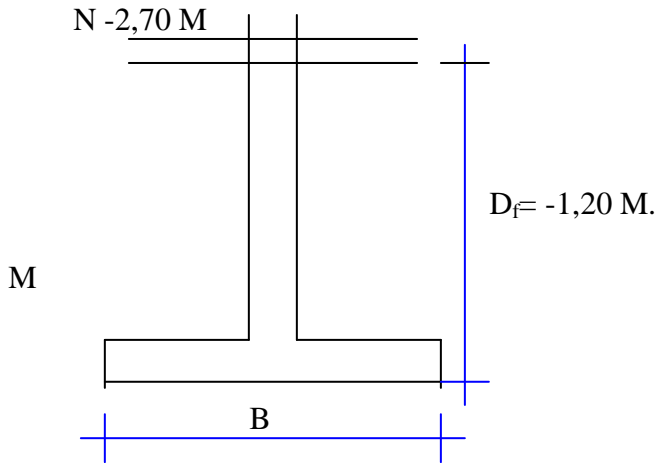
LOCALIZACIÓN



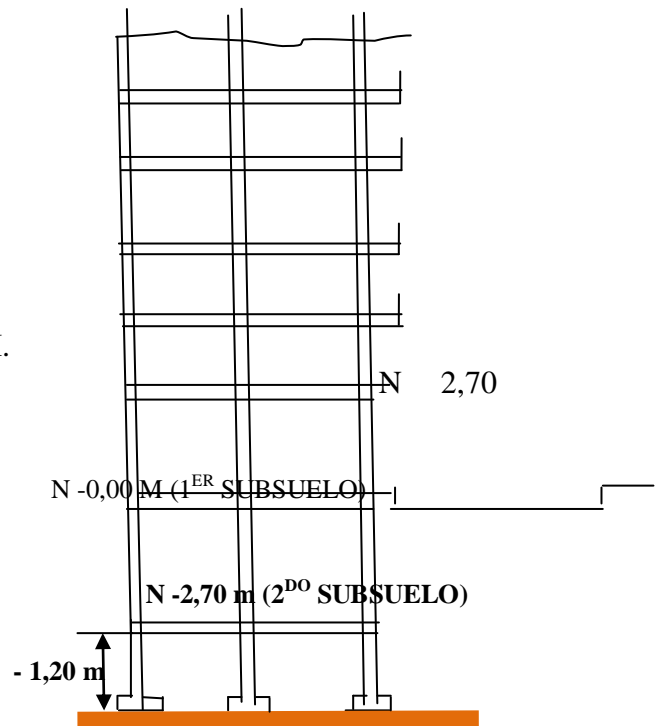
PERFORACIONES

TIPO DE CIMENTACION

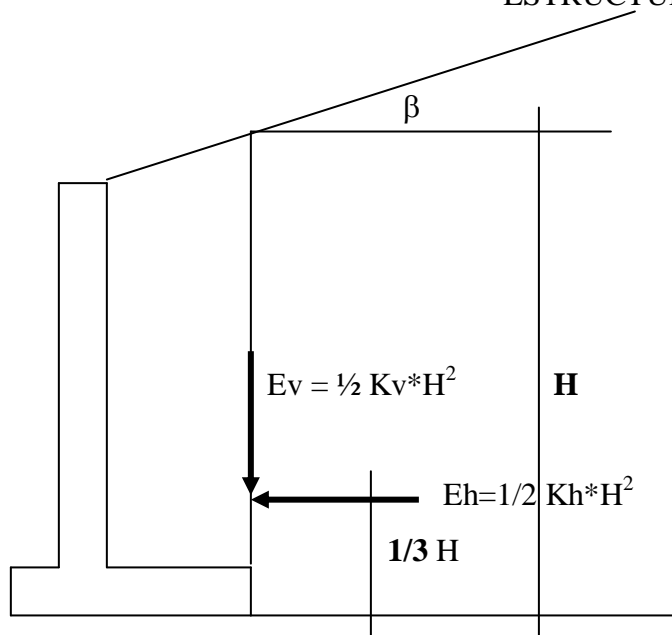
ZAPATA AISLADA



DETERMINACION DE LOS EMPUJES
ACTIVO Y PASIVO



ESTRUCTURA PROYECTADA



$K_v = 1000 \text{ Kg/m}^2/\text{m}$

$K_h = 750 \text{ Kg/m}^2/\text{m}$

FOTOGRAFIAS DEL ESTUDIO



PERFORACION N1



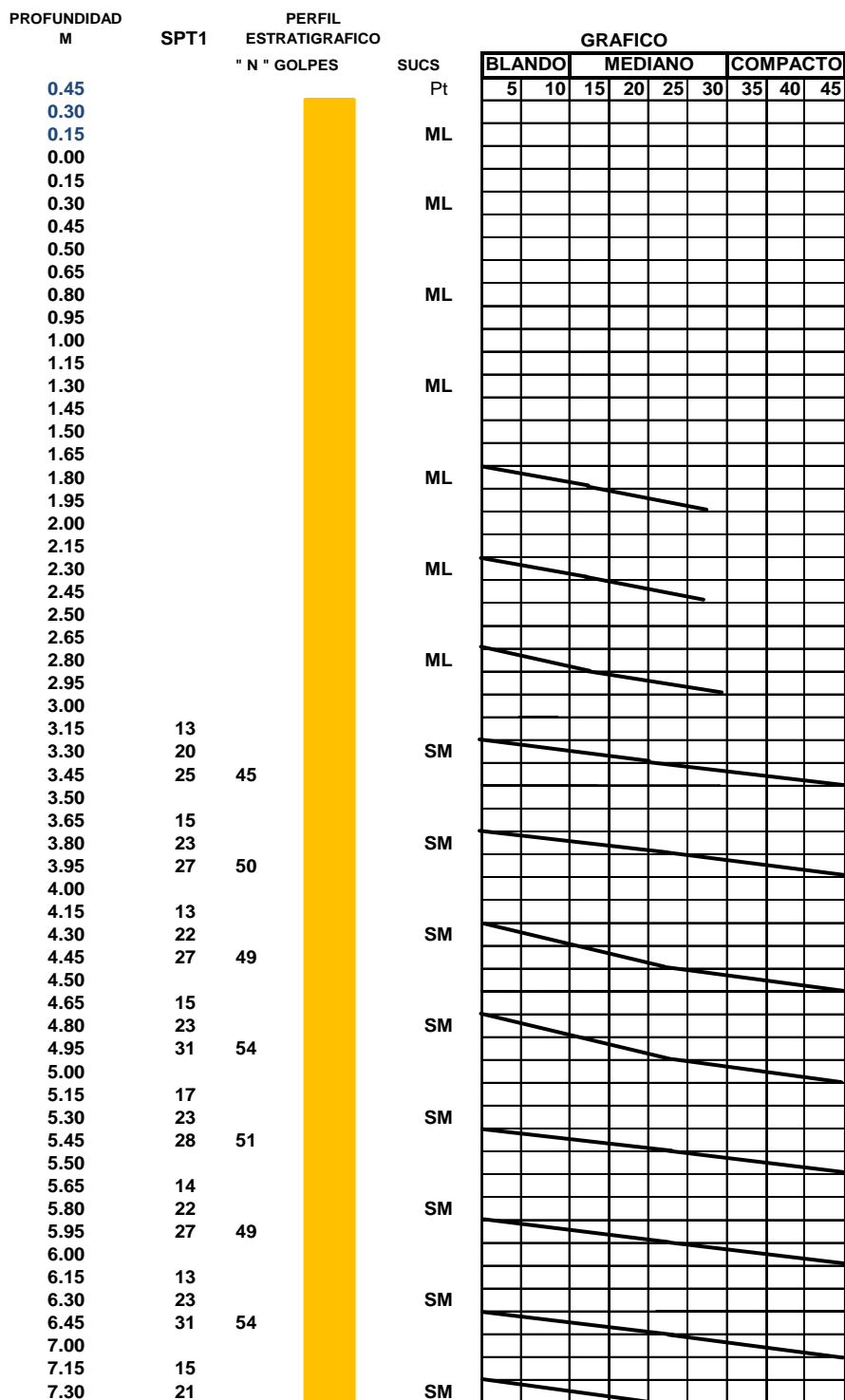
PERFORACION N2



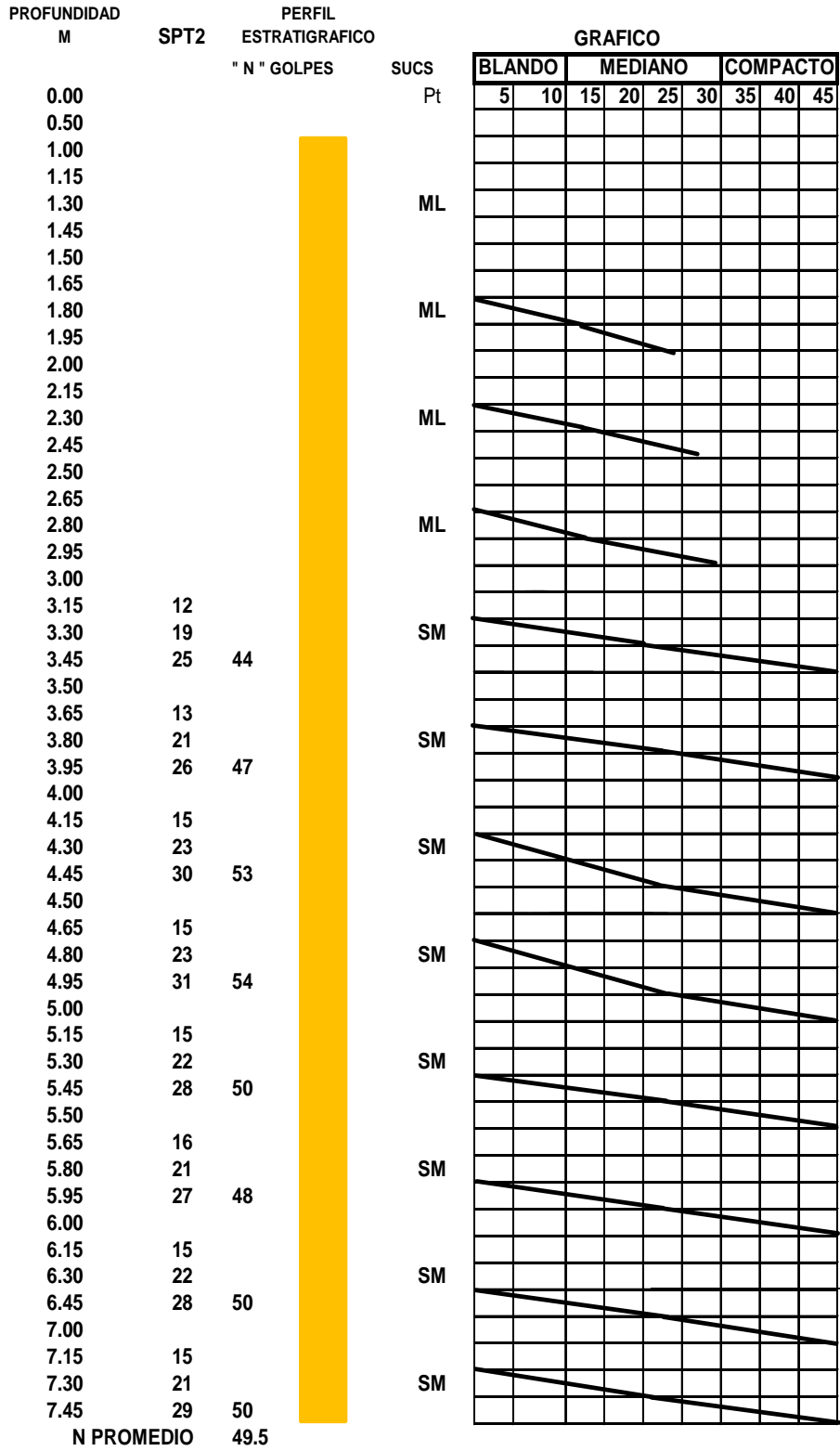
PERFORACION N3

RESULTADOS

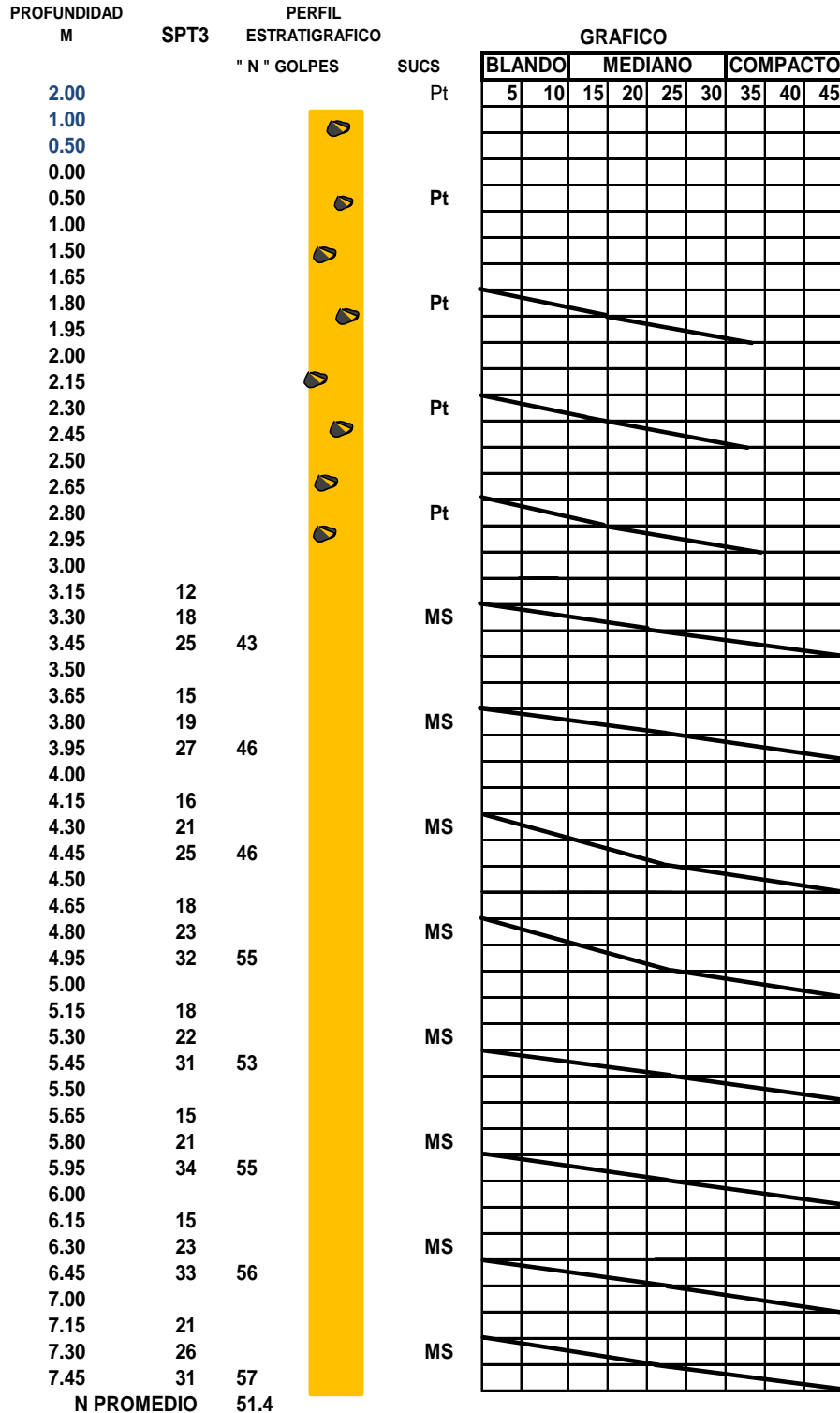
EDIFICIO MANHATAN
ENSAYOS DE PENETRACION STANDART



EDIFICIO MANHATAN
ENSAYOS DE PENETRACION STANDART



EDIFICIO MANHATAN
ENSAYOS DE PENETRACION STANDART

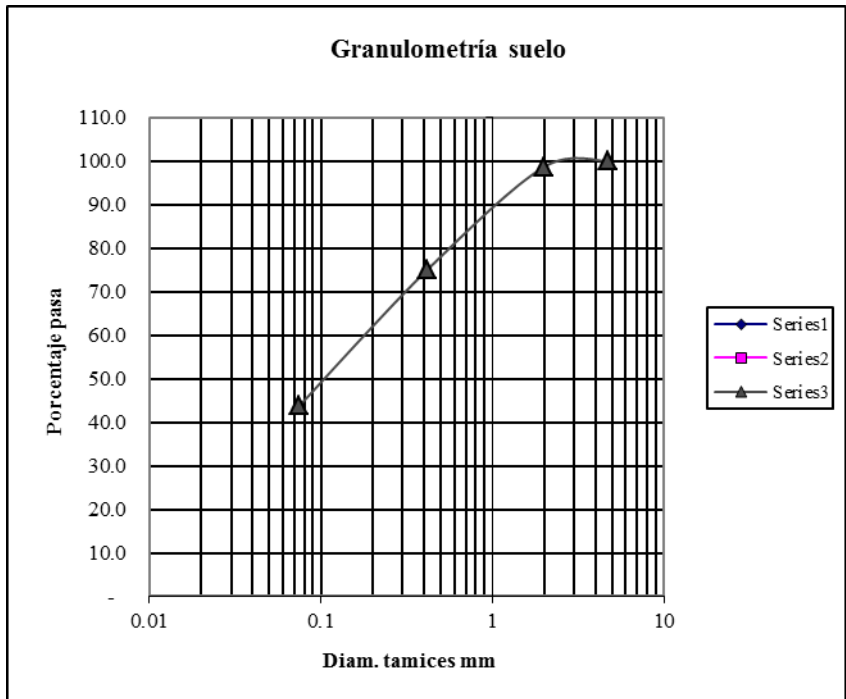


ENSAYO DE GRANULOMETRIA (NORMA INEN 872)

PROYECTO: EDIFICIO TIPO	FECHA: 20-12-2014
SOLICITA: Egrs. Cristian Valencia	PERFORACION N°1
MUESTRA: Suelo amarillo	UBICACIÓN: rompe corazones

TAMIZ	PESO RET	% RETENIDO	% PASA	% ESPECIF.
3"(76.2 mm)	0	-	100.0	
# 4 (4.75 mm)	-	0.0	100.0	
# 10 (2.00 mm)	12.20	1.3	98.7	
# 40 (0.42 mm)	234.90	24.8	75.2	
# 200 (0.0075 mm)	531.80	56.2	43.8	

TOTAL	946.93		Humedad % =	5.60
-------	--------	--	------------------------	-------------



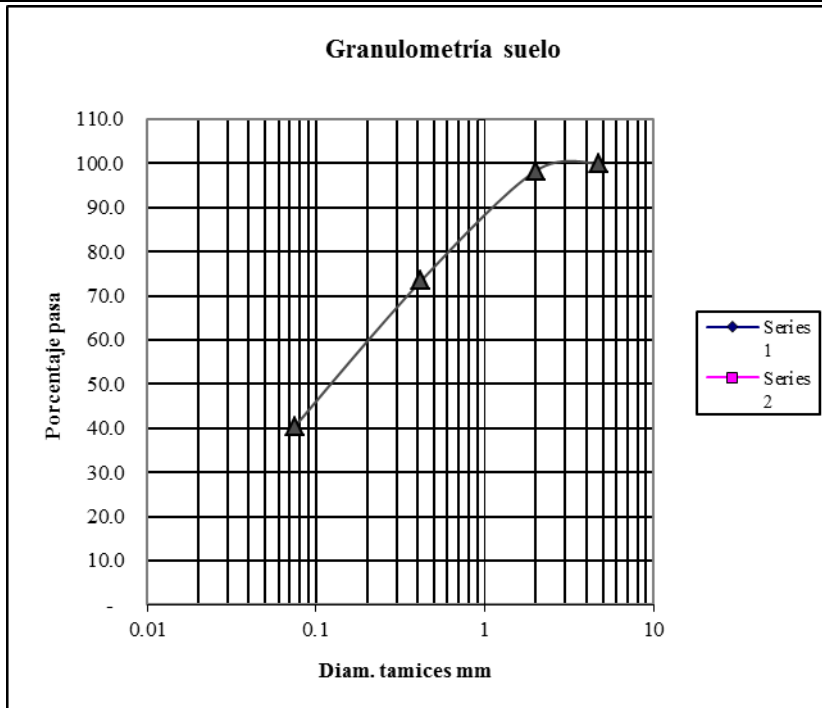
Nota: Serie 1 material en estudio.
Clasificación SUCS: SM(Arena limosa).

ENSAYO DE GRANULOMETRIA (NORMA INEN 872)

PROYECTO: EDIFICIO TIPO	FECHA: 20-12-2014
SOLICITA: Egrs. Cristian Valencia	PERFORACION N°2
MUESTRA: Suelo amarillo	UBICACIÓN: rompe corazones

TAMIZ	PESO RET	% RETENIDO	% PASA	% ESPECIF.
3"(76.2 mm)	0	-	100.0	
# 4 (4.75 mm)	-	0.0	100.0	
# 10 (2.00 mm)	15.50	1.7	98.3	
# 40 (0.42 mm)	248.30	26.5	73.5	
# 200 (0.0075 mm)	557.20	59.5	40.5	

TOTAL	936.34		Humedad % =	6.80
-------	--------	--	-----------------------	-------------



Nota: Serie 1 material en estudio.
Clasificación SUCS: SM(Arena limosa).

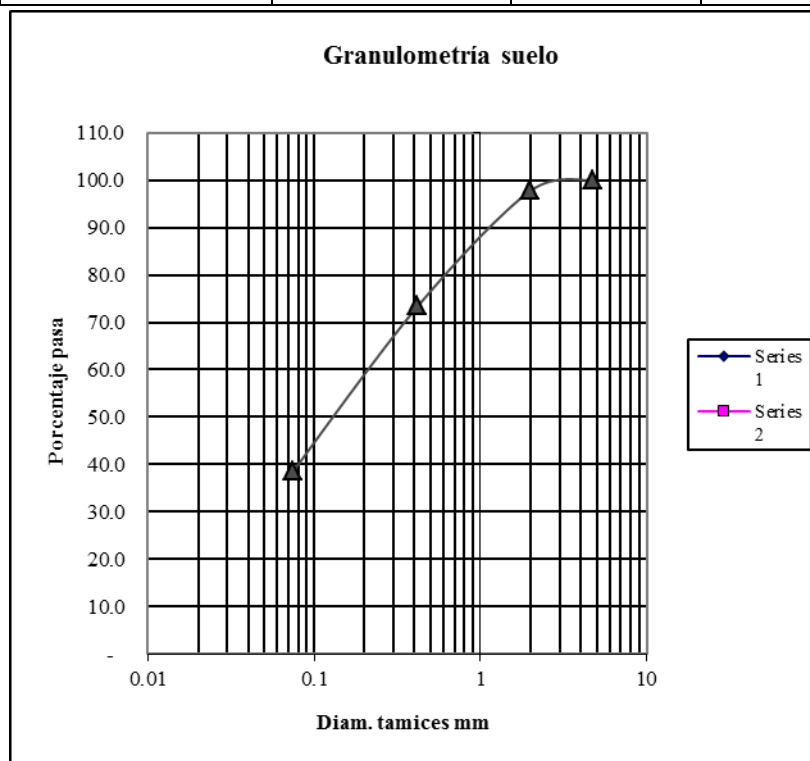
ENSAYO DE GRANULOMETRIA (NORMA INEN 872)

PROYECTO: EDIFICIO TIPO
SOLICITA: Egrs. Cristian Valencia
MUESTRA: Suelo amarillo

FECHA: 20-12-2014
PERFORACION N°3
UBICACIÓN: rompe corazones

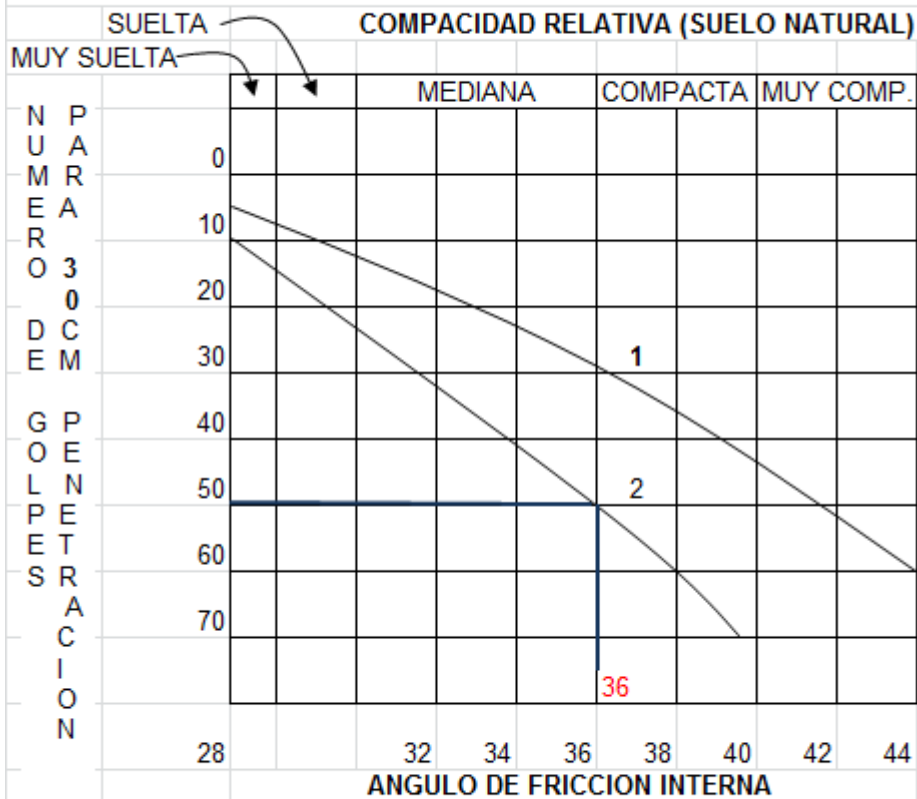
TAMIZ	PESO RET	% RETENIDO	% PASA	% ESPECIF.
3"(76.2 mm)	0	-	100.0	
# 4 (4.75 mm)	-	0.0	100.0	
# 10 (2.00 mm)	21.30	2.3	97.7	
# 40 (0.42 mm)	251.10	26.6	73.4	
# 200 (0.0075 mm)	579.30	61.3	38.7	

TOTAL	945.12		Humedad % =	5.81
-------	--------	--	------------------------	-------------



Nota: Serie 1 material en estudio.
Clasificación SUCS: SM (Arena limosa).

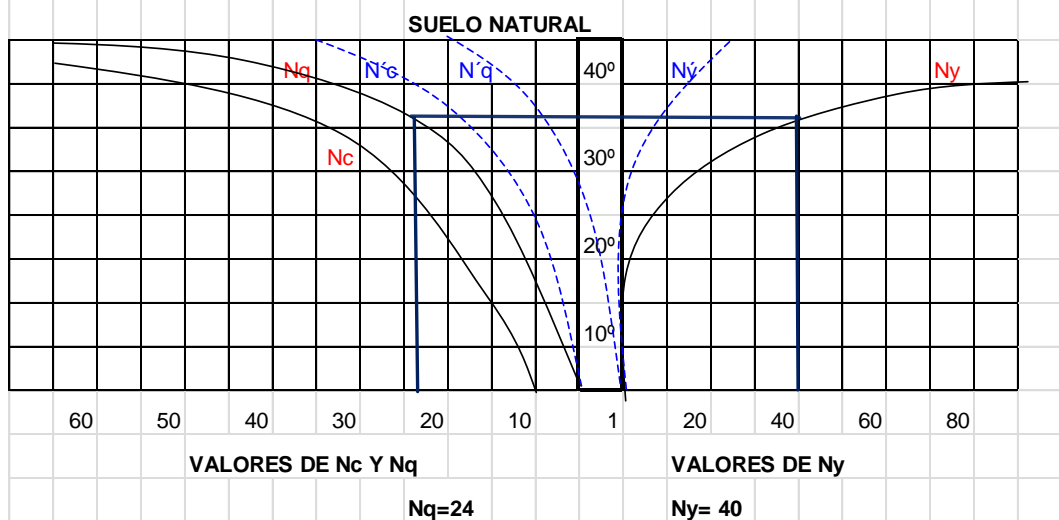
CORRELACION ENTRE E NUMERO DE GOLPES PARA 30 CM DE PENETRACION STANDART Y EL ANGULO DE FRICCION INTERNA DE LAS ARENAS



1 RELACION PARA ARENAS DE GRANO ANGULOSO DE MEDIANA A GRUEZA

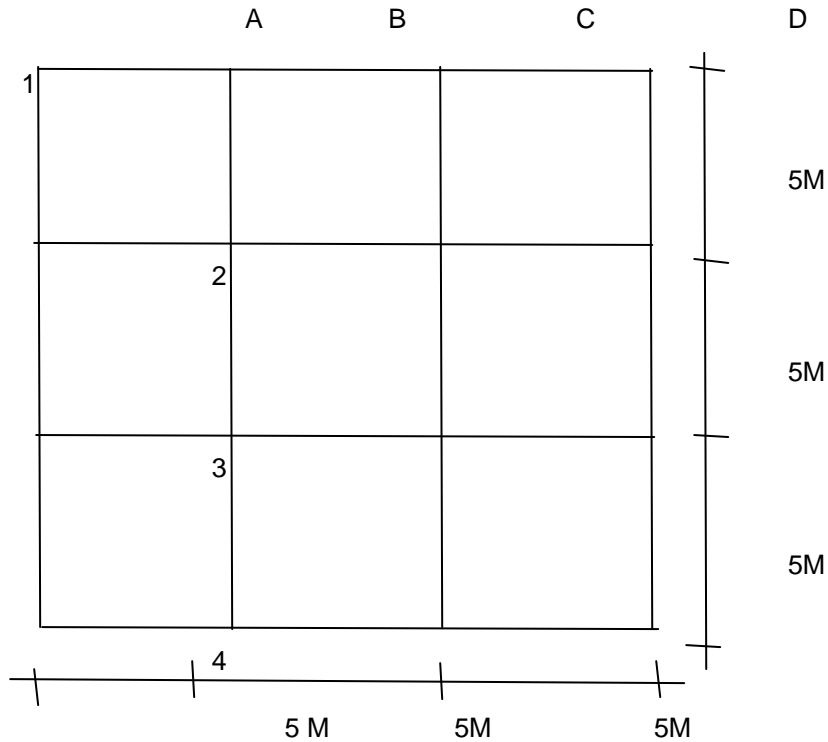
2 RELACION PARA ARENAS FINAS Y PARA ARENAS LIMOSAS

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA PARA LA APLICACIÓN DE LA TEORIA DE TERZAGHI



PROYECTO : EDIFICIO TIPO

DATOS



7 PLANTAS

CARGAS

A1,D1,A4.D4 =56 TN
 B1-C1-B4-C4-A2-D2-A3-D3=112 TN
 B2,C2,B3,C3=224 TN

SUELO

LIMO ARENOSO COLOR AMARILLENTO ALTA COMPRESIBILIDAD
 MH

DENSIDAD = 1,75 TN/M³

ANGULO DE FRICCIÓN = 36° GRADOS

Nq = 24

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE = 1,20 M

MODULO DE ELASTICIDAD = 10000 TN/M²

Ny= 40

qadm= qrotura/FS

$$qrotura = \gamma * Df * Nq + \frac{1}{2} * B * \gamma * Ny$$

CAPACIDAD DE CARGA (ANALISIS A LA ROTURA)

Q TON	B M	qult TON/M ²	FS	qadm TON/M ²	A M ²	B CAL M
56	1.00	85.40	3	28.47	1.97	1.40
56	1.40	99.40	3	33.13	1.69	1.30
56	1.30	95.90	3	31.97	1.75	1.32
112	1.00	85.40	3	28.47	3.93	1.98
112	1.98	119.70	3	39.90	2.81	1.68
112	1.68	109.20	3	36.40	3.08	1.75
112	1.75	111.65	3	37.22	3.01	1.73
224	1.00	85.40	3	28.47	7.87	2.81
224	2.81	148.75	3	49.58	4.52	2.13
224	2.13	124.95	3	41.65	5.38	2.32
224	2.32	131.60	3	43.87	5.11	2.26
224	2.26	129.50	3	43.17	5.19	2.28

MEDIA= 37.45

q adm CALCULADO = 37,45 Tn/m²

q adm para el cálculo = 37,00 Tn/m²

**CALCULO DE
ASENTAMIENTOS**

$$S = \frac{q * D * (1 - \mu^2)}{E} * I_f$$

$I_f = 112$

$\mu = 0.3$

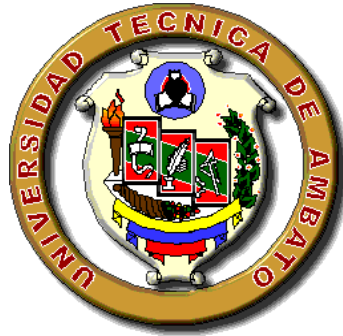
$E_s = 10000 \rightarrow ton/m^2$

Q TON	qadm TON/M ²	D M	Se CM	S dif MM	Observaciones
56	30	1.37	0.78		
112	30	1.93	2.21	14.26	Sad= 25 mm
224	30	2.73	6.24	40.33	Sad= 25 mm
56	35	1.26	0.72		
112	35	1.79	2.04	13.20	Sad= 25 mm
224	35	2.53	5.78	37.34	Sad= 25 mm
56	40	1.18	0.68		
112	40	1.67	1.91	12.35	Sad= 25 mm
224	40	2.37	5.40	34.92	Sad= 25 mm

PLANOS
ARQUITECTONICOS
DE LA ESTRUCTURA
EN ANÁLISIS

EDIFICIO MANHATAN

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

“ANÁLISIS DE LA RELACIÓN DEL COEFICIENTE DE BALASTO Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 7 PISOS DE HORMIGÓN ARMADO EN LA PARROQUIA LA MATRIZ, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA TUNGURAHUA”

PLANOS ARQUITECTONICOS DE LA ESTRUCTURA EN ANÁLISIS EDIFICIO MANHATAN

AUTOR:

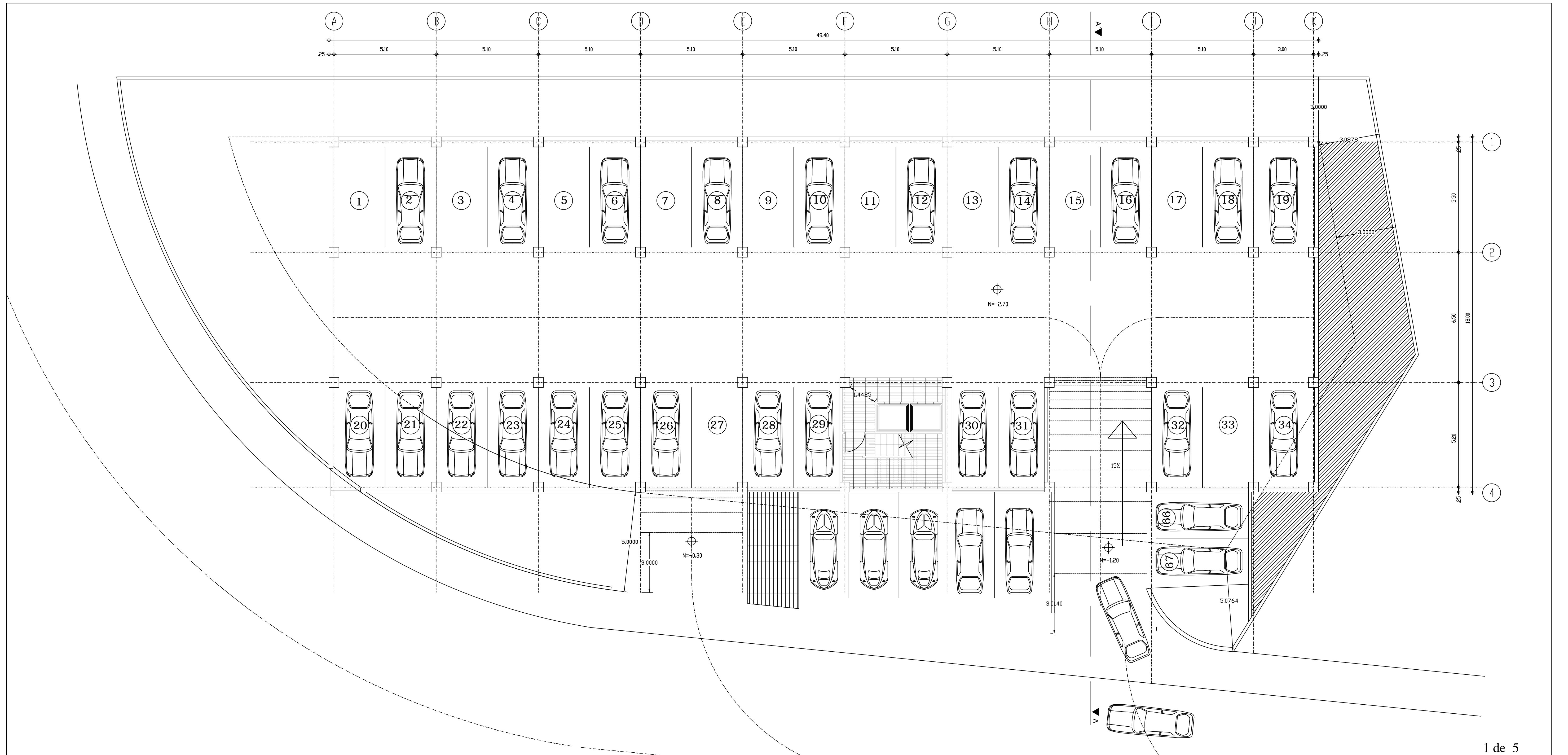
A handwritten signature in blue ink that reads "Cristian Valencia". The signature is written in a cursive style and is positioned above a horizontal line.

Cristian Danilo Valencia Guamán

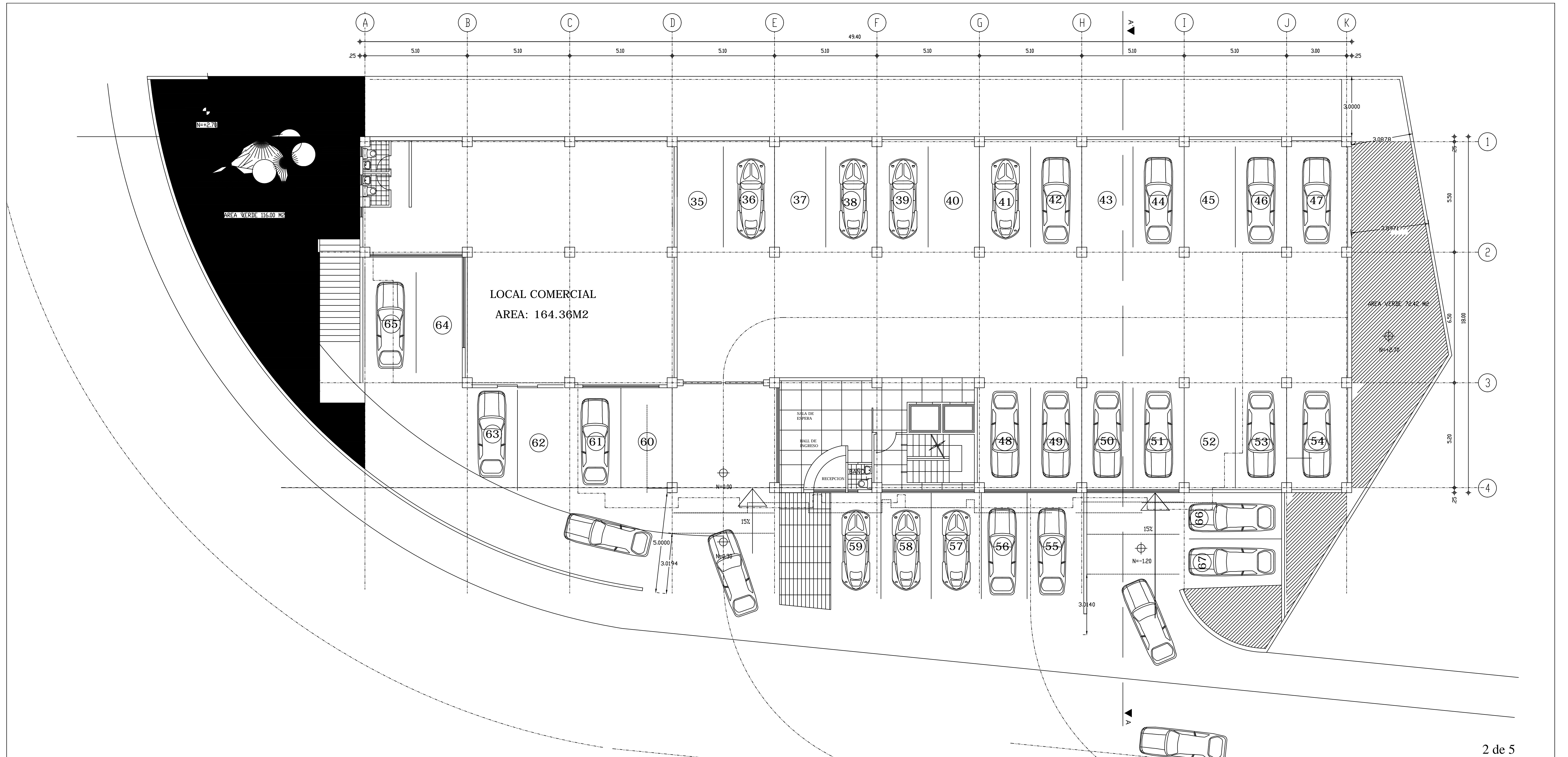
TUTOR:

A handwritten signature in blue ink that reads "Juan Soria". The signature is written in a cursive style and is positioned above a horizontal line.

Ing. Civil Juan Soria.



<p>REAPROBACION APARTAMENTOS MAHATTAN</p> <p>PROPIETARIO:</p> <p>ARQ. JOSE LUIS CRUZ</p>	<p>SELLDOS MUNICIPALES</p>
<p>UBICACION: PARROQUIA LA MATRIZ</p> <p>CANTON AMBATO</p> <p>AVENIDA MANUELITA SAENZ</p> <p>ESCALA: _____ INDICADA</p>	
<p>CONTIENE:</p> <p>GARAGE N - 2.70</p> <p>CUADRO DE AREAS</p>	
<p>JOSE LUIS CRUZ</p> <p>ARQUITECTO</p> <p>T 175 _____ RM942</p>	
<p>PLANIFICACION, DIRECCION TECNICA</p>	<p>CLAVE CATASTRAL: _____ 0107065006000</p>



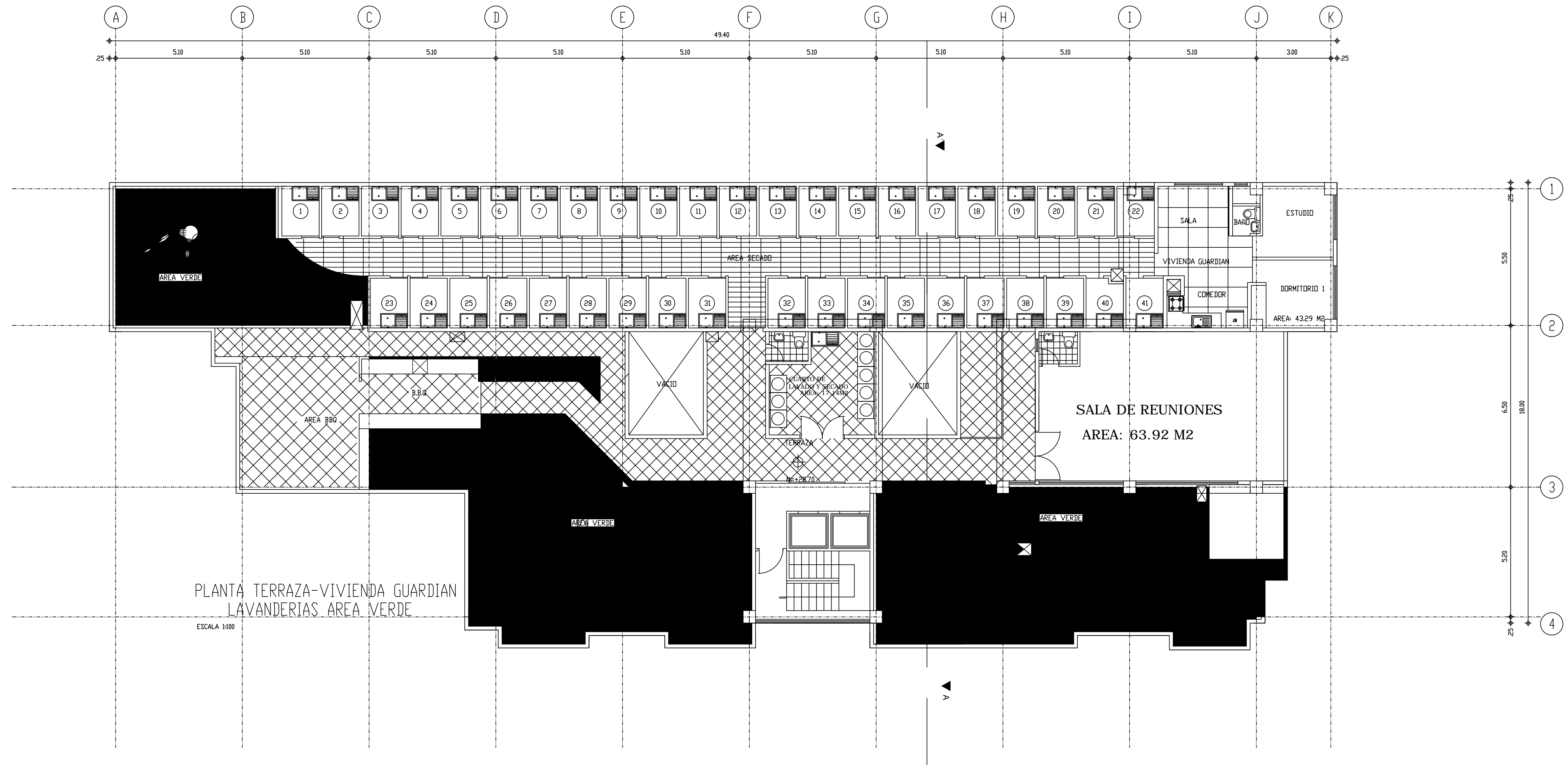
PLANTA GARAGES NIVEL +0.00 (#33)
 ESCALA 1:100

REAPROBACION APARTAMENTOS MAHATTAN PROPIETARIO: ARQ. JOSE LUIS CRUZ	SELLOS MUNICIPALES
UBICACION: PARROQUIA LA MATRIZ CANTON AMBATO AVENIDA MANUELITA SAENZ ESCALA: _____ INDICADA	
CONTIENE: PLANTA GARAGE NIVE 0.00 CUADRO DE AREAS	
JOSE LUIS CRUZ ARQUITECTO T 175 _____ RM942	
PLANIFICACION, DIRECCION TECNICA	CLAVE CATASTRAL: _____ 0107065006000

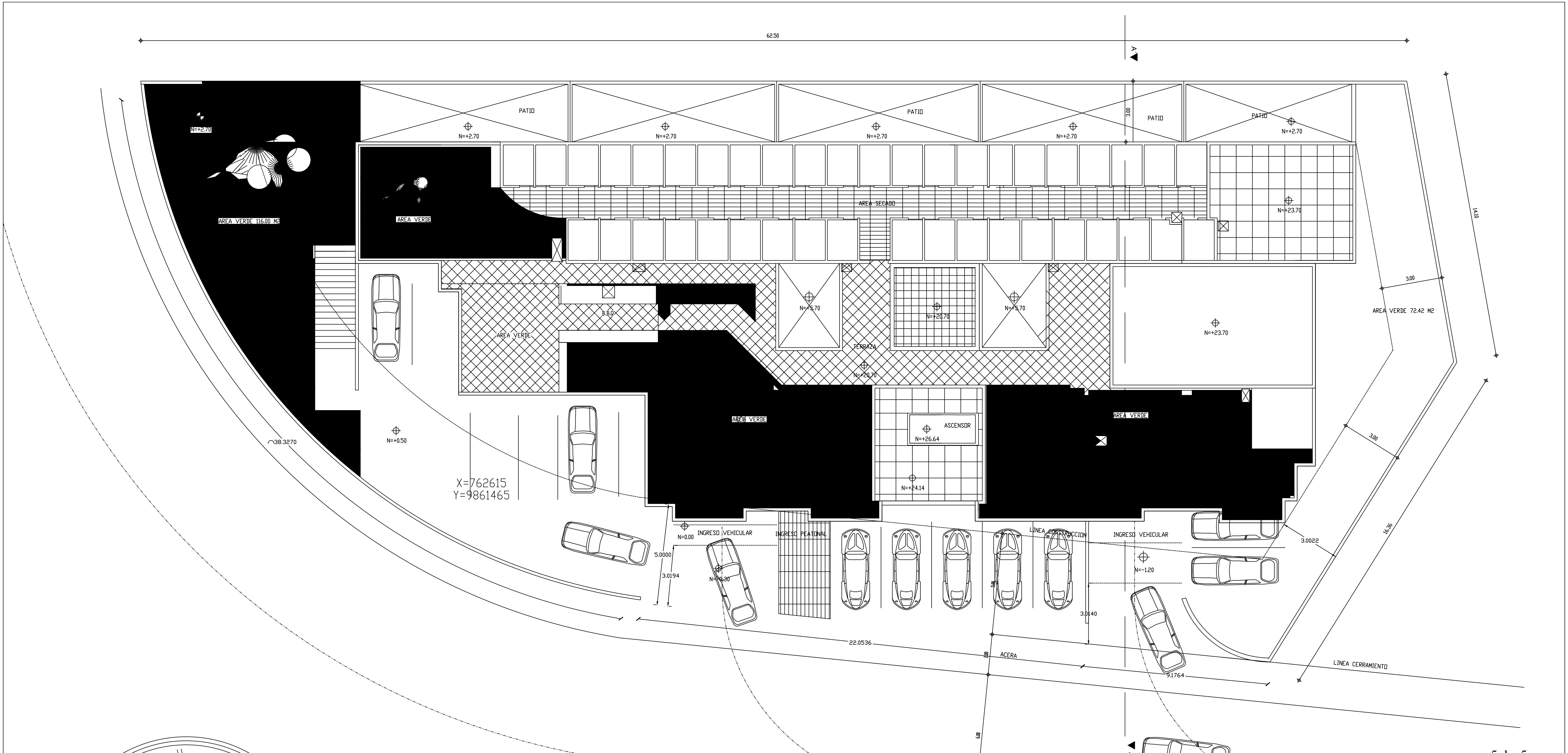


PLANTA TIPO-DEPARTAMENTOS NIVELES : +2.70,+5.70,+8.70,+11.70,+14.70,+17.70

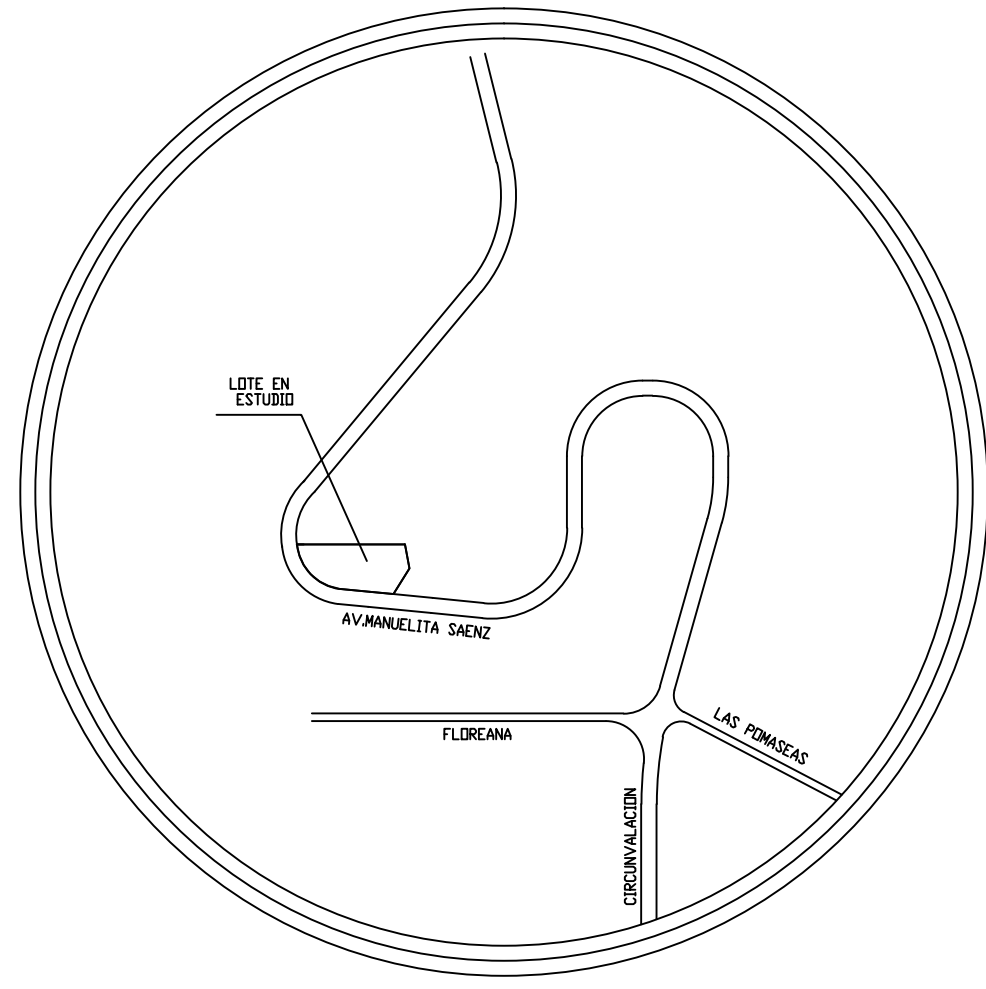
<p>REAPROBACION APARTAMENTOS MAHATTAN</p> <p>PROPIETARIO: ARQ. JOSE LUIS CRUZ</p>	<p>SELLDOS MUNICIPALES</p>
<p>UBICACION: PARROQUIA LA MATRIZ CANTON AMBATO AVENIDA MANUELITA SAENZ</p> <p>ESCALA: _____ INDICADA</p>	
<p>CONTIENE: PLANTA ARQUITECTONICA TIPO NIVEL +2.70,+5.70,+8.70,+11.70,+14.70,+17.70</p> <p>CORTE A - A'</p>	
<p>JOSE LUIS CRUZ ARQUITECTO</p> <p>T 175 _____ RM942</p> <p>PLANIFICACION, DIRECCION TECNICA</p>	<p>CLAVE CATASTRAL: _____ 0107065006000</p>



<p>REAPROBACION APARTAMENTOS MAHATTAN</p> <p>PROPIETARIO:</p> <p>ARQ. JOSE LUIS CRUZ</p>	<p>SELLDOS MUNICIPALES</p>
<p>UBICACION: PARROQUIA LA MATRIZ</p> <p>CANTON AMBATO</p> <p>AVENIDA MANUELITA SAENZ</p> <p>ESCALA: _____ INDICADA</p>	
<p>CONTIENE:</p> <p>PLANTA TERRAZA - AREAS VERDES</p> <p>LAVANDERIA</p> <p>GUARDIAN</p> <p>FACHADA FRONTAL</p>	
<p>JOSE LUIS CRUZ</p> <p>ARQUITECTO</p> <p>T 175 _____ RM942</p> <p>PLANIFICACION, DIRECCION TECNICA</p>	<p>CLAVE CATASTRAL: _____ 0107065006000</p>



IMPLANTACION GENERAL
ESCALA 1:100



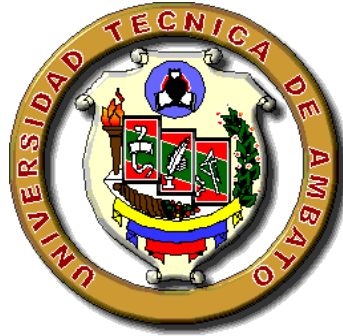
UBICACION
SIN ESCALA

REAPROBACION APARTAMENTOS MAHATTAN PROPIETARIO: ARQ. JOSE LUIS CRUZ	SELLOS MUNICIPALES EJE AVENIDA MANUELITA SAENZ
UBICACION: PARROQUIA LA MATRIZ CANTON AMBATO AVENIDA MANUELITA SAENZ ESCALA: _____ INDICADA	
CONTIENE: IMPLANTACION GENERAL UBICACION	
JOSE LUIS CRUZ ARQUITECTO T. 175 _____ RM942	
PLANIFICACION, DIRECCION TECNICA	CLAVE CATASTRAL: _____ 0107065006000

PLANOS
ESTRUCTURALES
DEL EDIFICIO EN
ANÁLISIS

EDIFICIO MANHATAN

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

“ANÁLISIS DE LA RELACIÓN DEL COEFICIENTE DE BALASTO Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 7 PISOS DE HORMIGÓN ARMADO EN LA PARROQUIA LA MATRIZ, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA TUNGURAHUA”

**PLANOS ESTRUCTURALES ORIGINALES DE LA
ESTRUCTURA EN ANÁLISIS
EDIFICIO MANHATAN**

AUTOR:

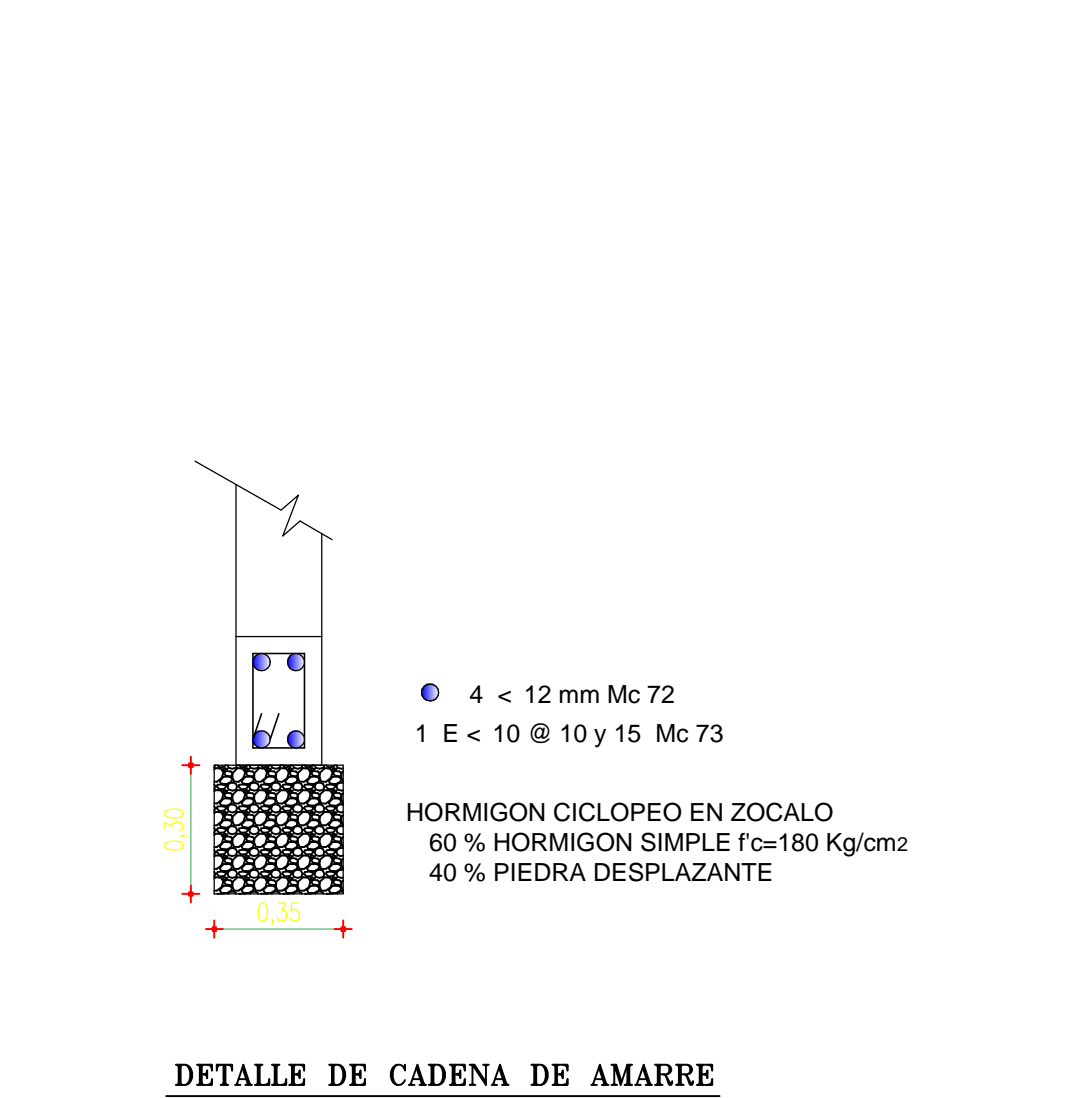
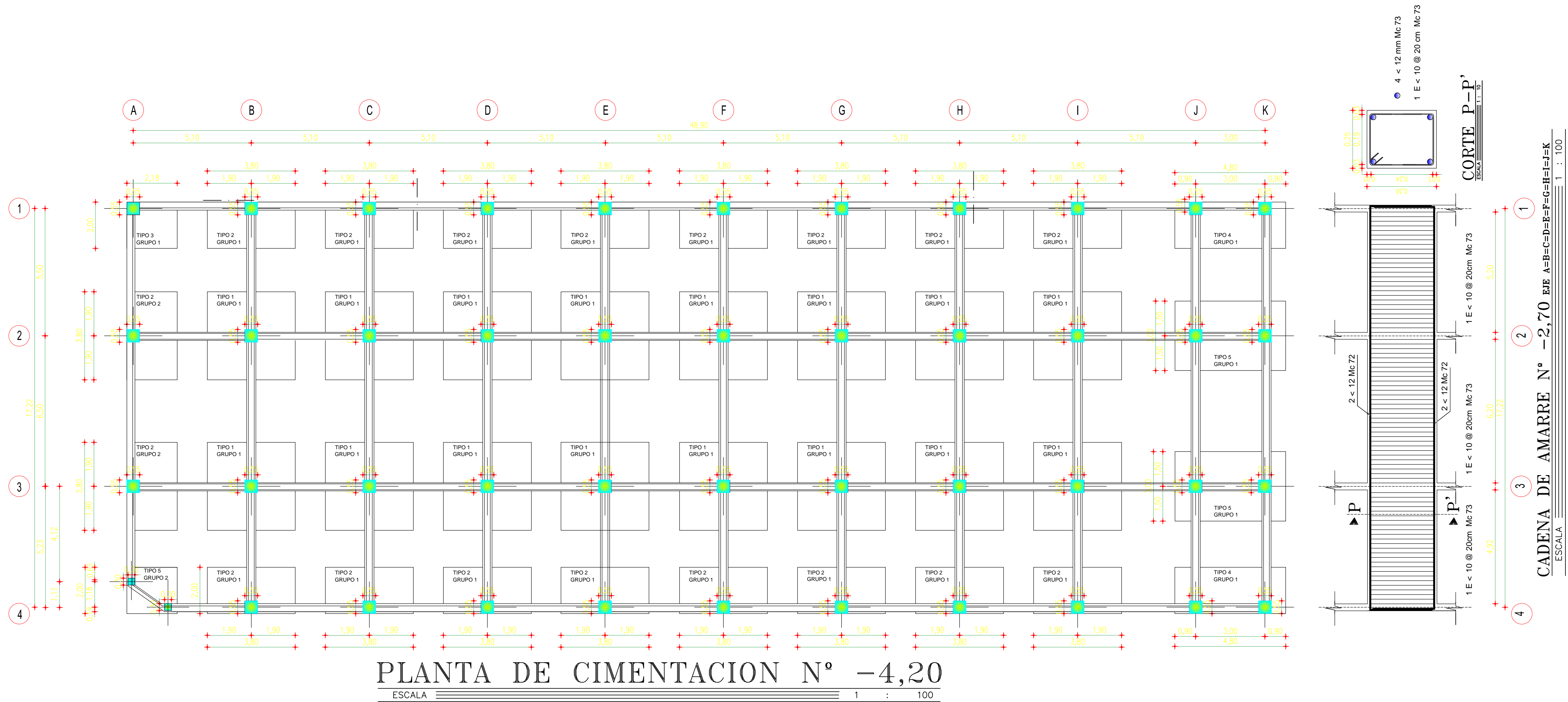
A handwritten signature in blue ink on a light gray background. The signature is stylized and includes the name "Cristian Valencia".

Cristian Danilo Valencia Guamán

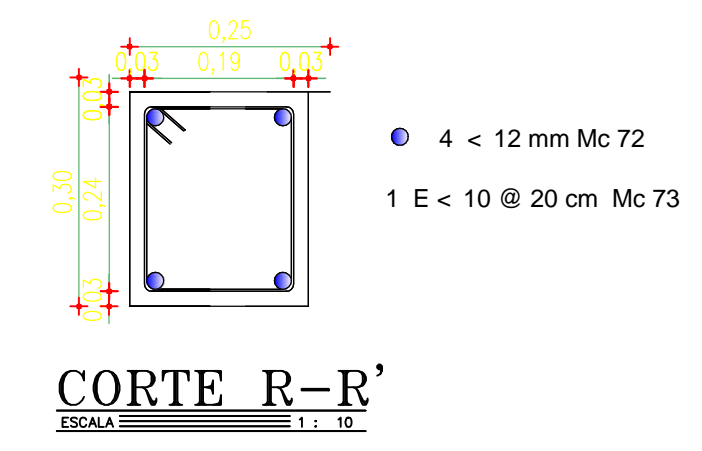
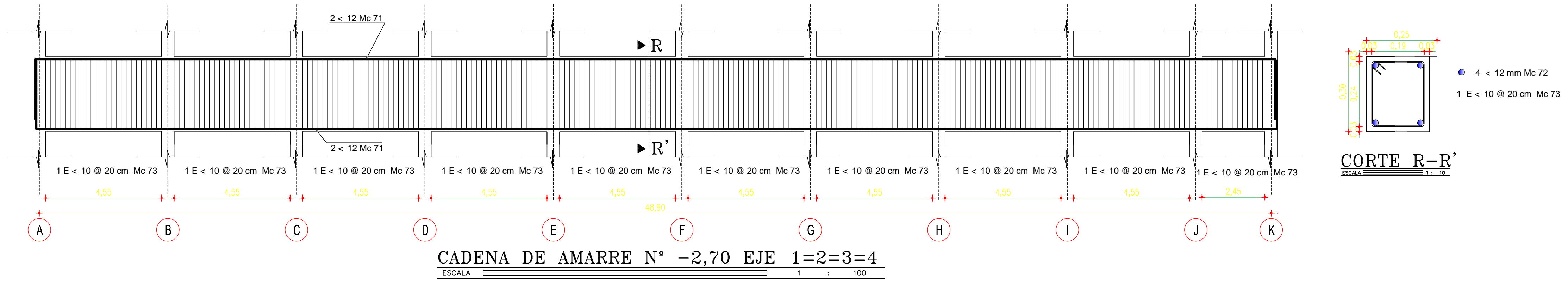
TUTOR:

A handwritten signature in blue ink on a light gray background. The signature is stylized and includes the name "Juan Soria".

Ing. Civil Juan Soria.

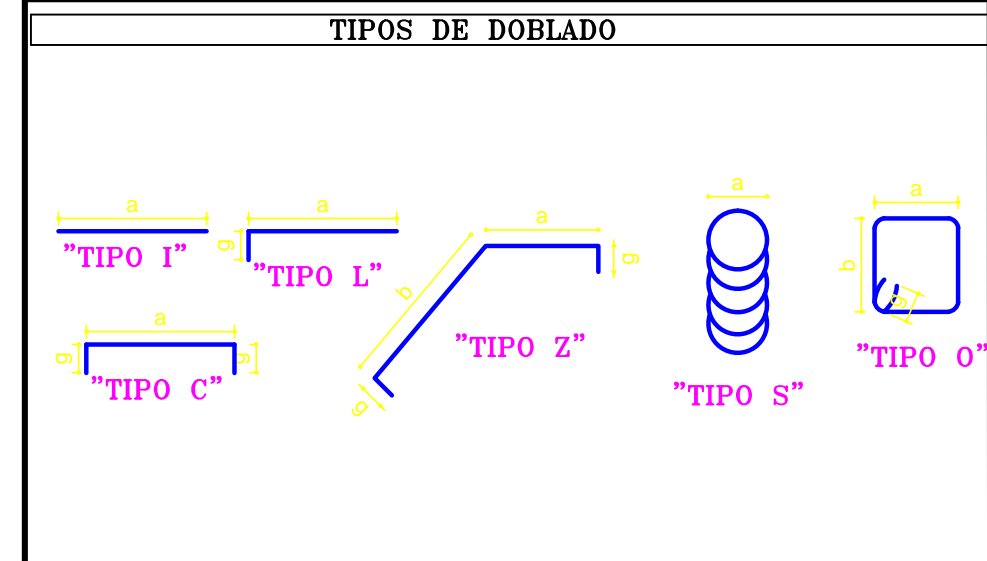


PLANTA DE CIMENTACION N° -4,20
ESCALA 1 : 100



CADENA DE AMARRE N° -2,70 EJE 1=2=3=4
ESCALA 1 : 100

PLANILLA DE REFUERZOS										
Mc	D	TIPO	DIMENSIONES			PESO (Kg)	OBSERVACIONES			
			a	b	c					
CIMENTACION										
90	16	C	3.70			0.05	2.81	1.05	4.420.00	7.000.66
91	16	C	1.90			0.05	2.00	534	1.068.00	1.687.44
92	14	C	4.70			0.05	4.80	68	326.40	384.84
93	14	C	1.90			0.05	2.00	84	186.00	227.46
94	14	C	2.90			0.05	3.00	84	192.00	232.32
95	14	C	6.50			0.05	6.60	45	297.00	358.37
96	14	C	6.60			0.05	6.70	44	294.00	355.71
CADENA DE AMARRE										
71	12	C	50.50			0.20	50.90	16	814.40	724.82
72	12	C	17.00			0.20	18.00	44	792.00	784.08
73	10	O	0.20	0.25		0.05	1.00	1825	1.925.00	1.183.50

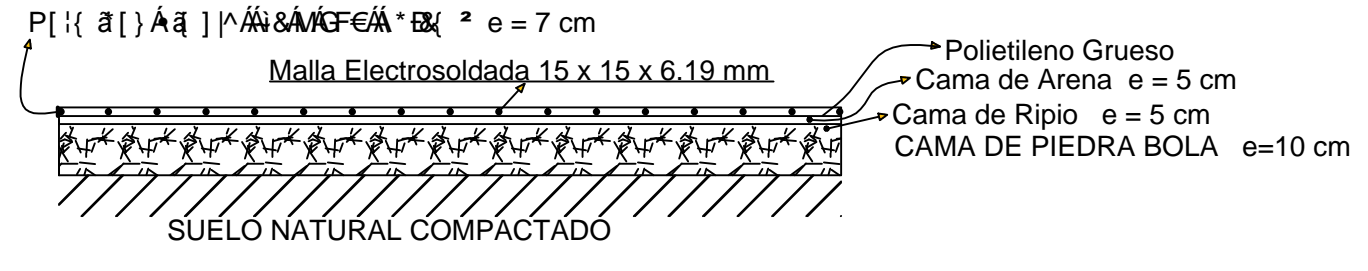


RESUMEN DE REFUERZOS		TRASLAPES		RECUBRIMIENTOS						
VARIABLE	(mts)	DIAMETRO	LONGITUD	ELEMENTO						
1	10	12	14	16	18	20	20	38	40	COLUMNAS
2	12	14	16	18	20	20	38	40	50	VIGAS
3	12	14	16	18	20	20	38	40	55	LOSAS
4	12	14	16	18	20	20	38	40	65	CADENAS
5	12	14	16	18	20	20	38	40	75	PLINTOS
6	12	14	16	18	20	20	38	40	80	SUPERFICIES EN CONTACTO CON EL AGUA
TOTAL	1193.50	1429.70	1570.82	1688.10	1825	1925.00	212	7.8	900	

RESUMEN DE HORMIGON		ESPECIFICACIONES TECNICAS	
ELEMENTO	m3	ELEMENTO	m3
H.C. CADENAS	44.50	GENERALIDADES: 60% R20 40% C10	
H.C. CADENAS	31.20	ESTRUCTURA CUMPLE CON LAS NORMAS DEL CODIGO ACT 3188-08 Y EL CEC 2005 LOS DETALLES QUE AQUÍ NO CONSTAN SE DEBERIA REGIR POR LOS CODIGOS ENUNCIADOS	
PLINTOS	196.50	CV = 200 Kg/m2	CM = 460 Kg/m2
COLUMNETAS			
VIGAS DE CIMENTACION			
LOSAS			
GRADA			
VIGAS Y LOSAS	44.50	SUBTOTAL	
VIGAS Y LOSAS	278.10	HORMIGON C-210 Kg/cm2	

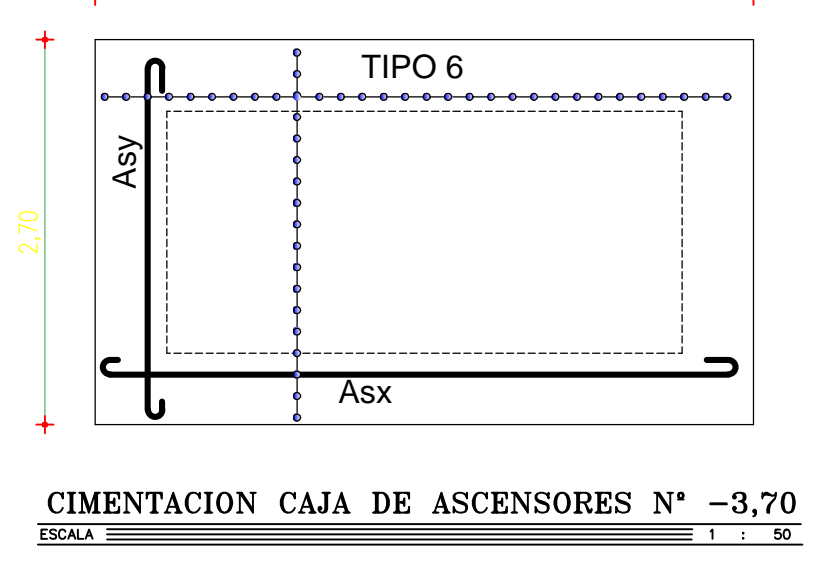
OBSERVACIONES

- HORMIGON f_c = 210 Kg/cm² A LOS 28 DIAS EN CILINDROS ESTANDAR
- VARRILLAS DE REFUERZO, CORRUGADO, CON UNA RESISTENCIA A LA FLUENCIA DE f_y = 4200 Kg/cm²
- LOS NIVELES INDICADOS CORRESPONDEN EN OBRA TERMINADA
- ESFUERZO ADMISIBLE ASUMIDO DEL SUELO = 20 TON/m². ES NECESARIO CHEQUEAR POR CONSTRUCTOR
- EN LOS SITIOS DE TRASLAPE EL ESPACIAMIENTO DE ESTRIOS DEBERIA REDUCIR A LA MITAD CON EL INGENIERO CALIFICADO
- TODO LOS CAMBIOS QUE SE REALICE EN LA CONSTRUCCION DEBERIA SER PREVIAMENTE CONSULTADOS CON EL INGENIERO CALIFICADO
- LOS MATERIALES PIEDRAS UTILIZADAS, SU GRANULOMETRIA SERA LA ADECUADA PARA GARANTIZAR N° 20 (MMP) 100% (N° 75) 10% (N° 425) 10% (N° 200) 10% (N° 85) 10% (N° 425) 10% (N° 200) 10% (N° 85) 10% (N° 425) 10% (N° 200) 10% (N° 85)
- EL ACERO DE REFUERZO UTILIZADO DEBE SER SUAVIZADO LIBRE DE ESCAMAS DE OXIDO, ACEITES, CUALQUIER OTRO MATERIAL QUE IMPIDA SU ADECUADA ADHERENCIA, DEBE TENER GANCHO SISMICO, SEC. 2.1.1 CODIGO ACT 3188-08
- EL ACERO DE REFUERZO DEBE COMPROBARSE QUE SU RESISTENCIA Y DUCTILIDAD SEAN LAS SOLICITADAS Y CUMPLAN CON EL NUMERAL 3.5.3 DEL CODIGO ACT 3188-08



CONTRAPISO

CUADRO DE PLINTOS											
UBICACION				DIMENSIONES				ARMADURA			
	TIPO	GRUPO	No.	a	b	h	NIVEL FUNDAC	No.	A s x	No.	A s y
B(2,3); C(2,3); D(2,3); E(2,3); F(2,3); G(2,3); H(2,3); I(2,3)	1	P1	16	3.80	3.80	0.45	-4.20	28	FA #6 @ 0.14 Mc 90	28	FA #6 @ 0.14 Mc 90
B(1,4); C(1,4); D(1,4); E(1,4); F(1,4); G(1,4); H(1,4); I(1,4)	2	P1	16	3.80	2.00	0.45	-4.20	15	FA #6 @ 0.14 Mc 90	28	FA #6 @ 0.14 Mc 91
A(1)	3	P1	1	2.00	2.00	0.45	-4.20	15	FA #6 @ 0.14 Mc 91	15	FA #6 @ 0.14 Mc 91
A(2,3)	2	P2	2	2.00	3.80	0.45	-4.20	28	FA #6 @ 0.14 Mc 91	15	FA #6 @ 0.14 Mc 90
J-K(1,4)	4	P1	2	4.80	2.00	0.45	-4.20	14	FA #6 @ 0.14 Mc 91	32	FA #6 @ 0.14 Mc 93
J-K(2,3)	5	P1	2	4.80	3.00	0.45	-4.20	20	FA #6 @ 0.14 Mc 91	32	FA #6 @ 0.14 Mc 94
A(4)	5	P2	1	2.00	2.00	0.45	-4.20	15	FA #6 @ 0.14 Mc 93	15	FA #6 @ 0.14 Mc 93
F-G(3,4)	6	P1	1	4.6	2.70	0.45	-3.70	18	FA #6 @ 0.14 Mc 95	30	FA #6 @ 0.14 Mc 96



CIMENTACION CAJA DE ASCENSORES N° -3,70
ESCALA 1 : 50

JORGE W. CEVALLOS CABRERA
INGENIERO CIVIL
MAGISTER EN ESTRUCTURAS SISMO RESISTENTE
R.M. 1384 Av. BOLIVARIANA Y GUAYACANILLO TEL. 2848349 - 2853362 - 098619780 - 097171280

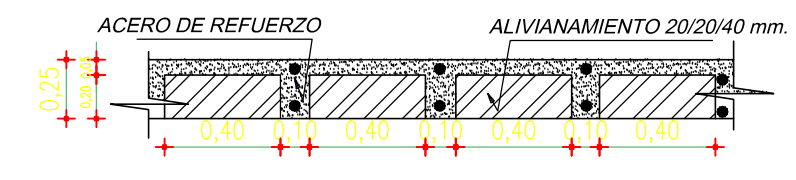
APARTAMENTOS MANHATTAN DEL SR. ARQ. JOSE LUIS CRUZ

CONTIENE: PLANTA DE CIMENTACION, CUADRO DE PLINTOS, CADENAS DE AMARRE, DETALLES

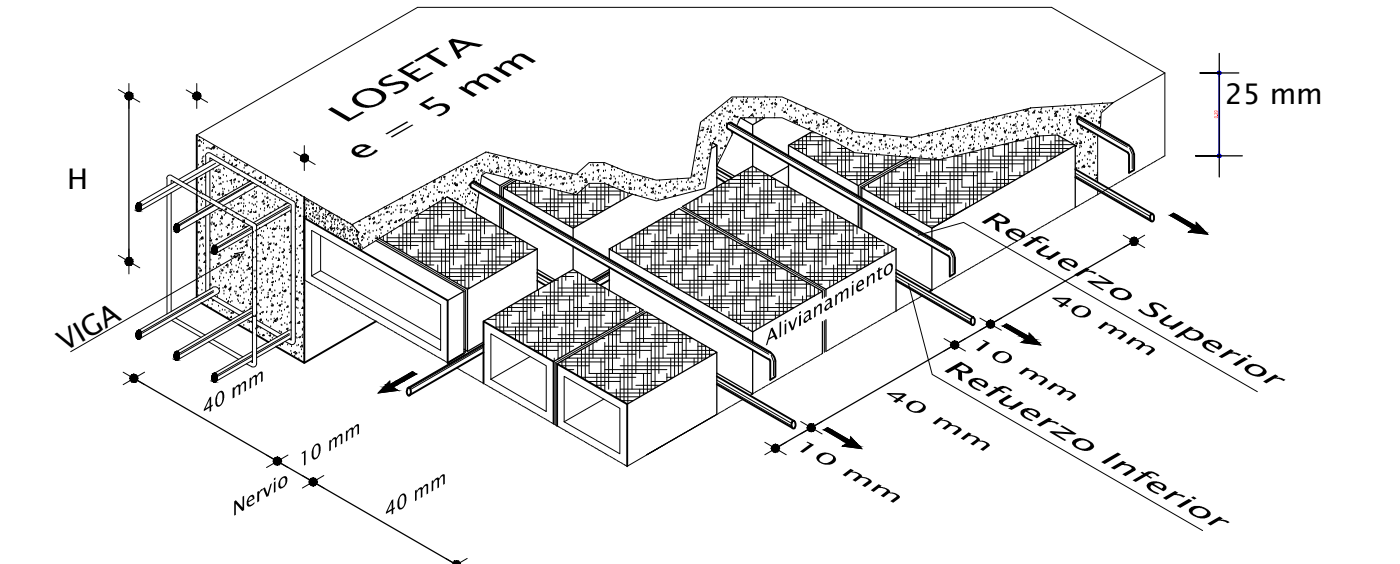
FECHA: OCTUBRE 2011 | ESCALA: INDICADAS | LAMINA: E 1 / 7 | CODIGO: |

FIGURAS QUÍMICAS: PROYECTO ARQUITECTONICO | PROPIETARIO: | DIBUJO: KANDRES GUIJARRO_R

ING. M.Sc. JORGE CEVALLOS C. | ARQ. JOSE LUIS CRUZ | ARQ. JOSE LUIS CRUZ

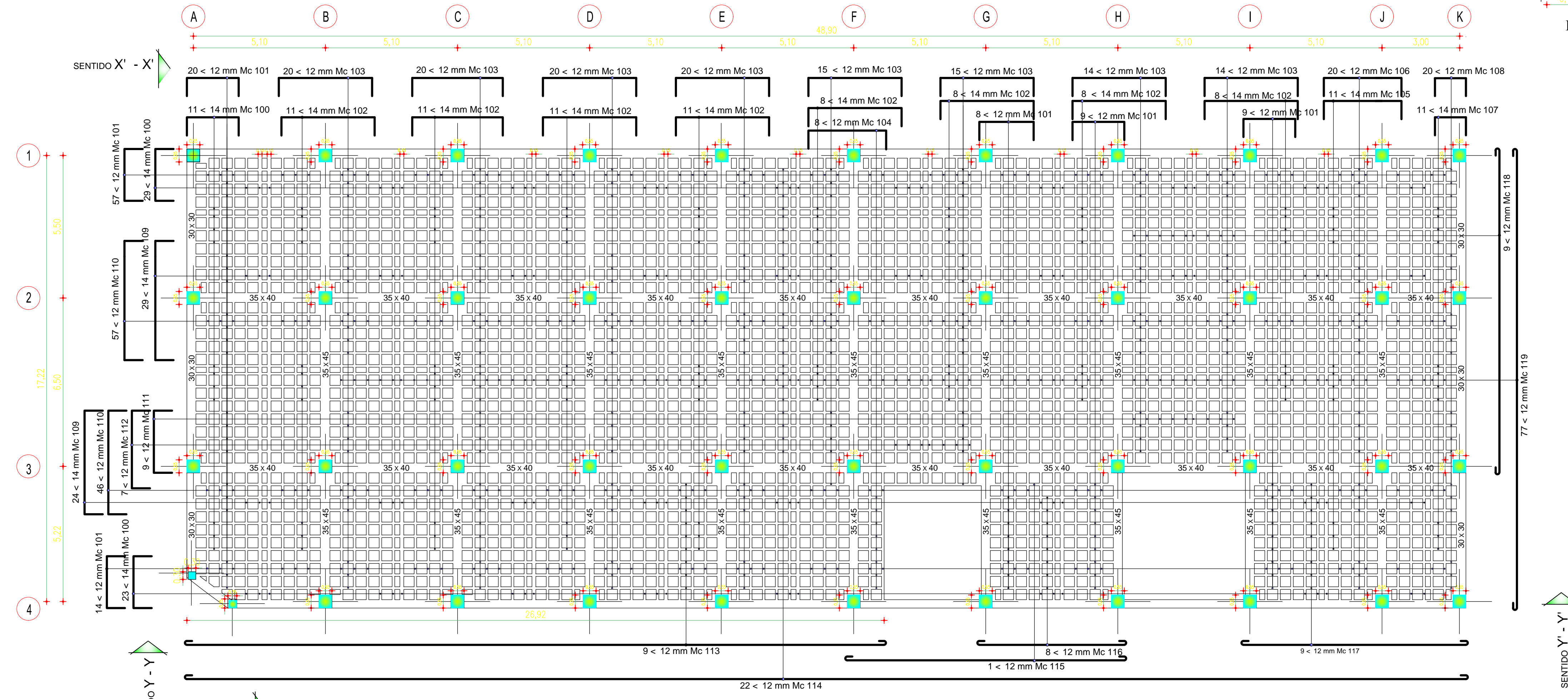


DETALLE DE LOSA
ESCALA 1: 25

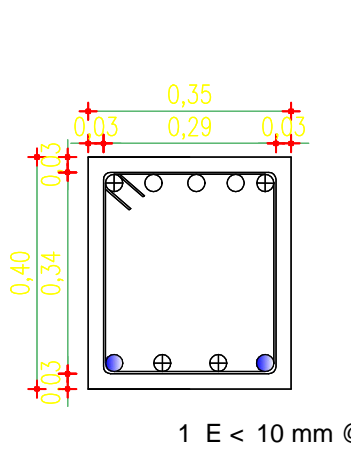


DETALLE ISOMÉTRICO DE CORTE TIPO DE LOSA

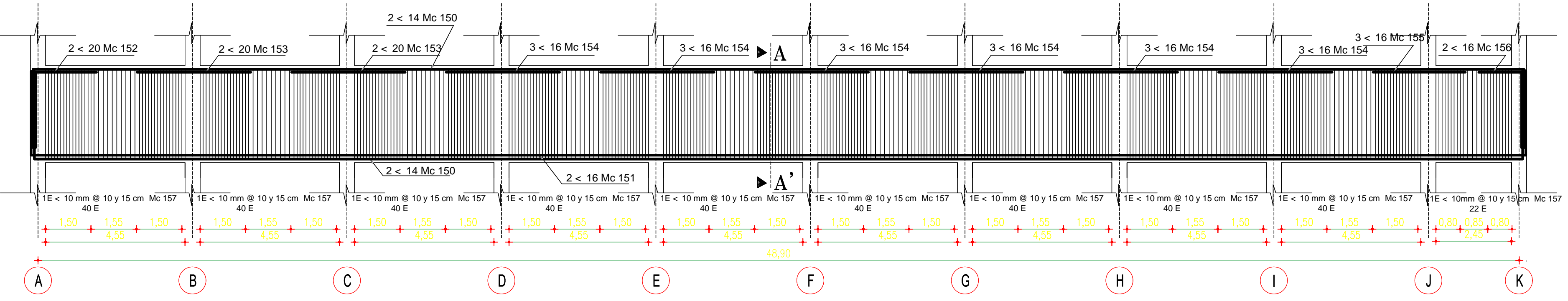
PLANILLA DE REFUERZOS												
MC	▲	TIPO	DIFERENCIAS					LONGITUD (m)	NÚMERO	LONGITUD (m)	PESO (kg)	OBSERVACIONES
			a	b	c	d	e					
LOSA N° +0,00												
100	14	C	1,80				0,20	2,20	63	138,00	187,71	
101	12	C	1,80				0,20	2,20	91	70,00	62,30	
102	14	C	3,40				0,20	3,80	97	330,00	400,93	
103	12	C	3,40				0,20	3,80	138	524,40	496,72	
104	12	C	3,20				0,20	3,60	8	28,80	25,63	
105	14	C	2,70				0,20	3,10	11	34,10	41,25	
106	12	C	2,70				0,20	3,10	20	62,00	65,38	
107	14	C	1,10				0,20	1,50	11	16,50	19,87	
108	12	C	1,10				0,20	1,50	20	30,00	26,70	
109	14	C	4,10				0,20	4,50	53	238,50	288,59	
110	12	C	4,10				0,20	4,50	103	453,50	412,52	
111	12	C	2,20				0,20	2,60	9	23,40	20,83	
112	12	C	2,60				0,20	3,00	7	21,00	18,69	
113	12	I	26,50				0,20	26,50	9	238,50	212,27	
114	12	I	51,00				0,20	51,00	22	1.122,00	998,58	
115	12	I	10,50				0,20	10,50	1	10,50	9,20	
116	12	I	5,20				0,20	5,20	8	41,60	37,92	
117	12	I	8,50				0,20	8,50	9	76,50	69,09	
118	12	I	10,20				0,20	10,20	9	108,00	98,12	
119	12	I	18,00				0,20	18,00	77	1.389,00	1.233,54	
120	14	C	51,00				0,30	51,00	16	825,00	998,98	
121	16	C	51,00				0,30	51,00	8	412,80	552,22	
122	20	L	21,00				0,20	2,20	8	17,60	43,30	
123	20	I	3,50				0,20	3,50	16	56,00	137,76	
124	16	I	3,50				0,20	3,50	72	252,00	398,10	
125	16	I	3,00				0,20	3,00	12	36,00	68,88	
126	16	L	1,30				0,20	1,50	8	12,00	19,96	
127	10	Ø	0,30	0,35			0,05	1,40	1528	2.139,20	1.538,30	
128	12	C	18,40				0,30	19,30	10	193,00	189,10	
129	14	L	1,80				0,20	2,00	8	16,00	19,30	
130	14	I	4,00				0,20	4,00	8	32,00	38,72	
131	10	Ø	0,25	0,25			0,05	1,10	298	316,80	199,42	
132	14	C	18,40				0,30	19,30	54	1.029,00	1.241,46	
133	20	L	1,80				0,20	2,00	36	72,00	177,12	
134	20	I	4,00				0,20	4,00	54	216,00	531,36	
135	12	Ø	0,30	0,40			0,05	1,50	1295	1.944,00	1.255,29	



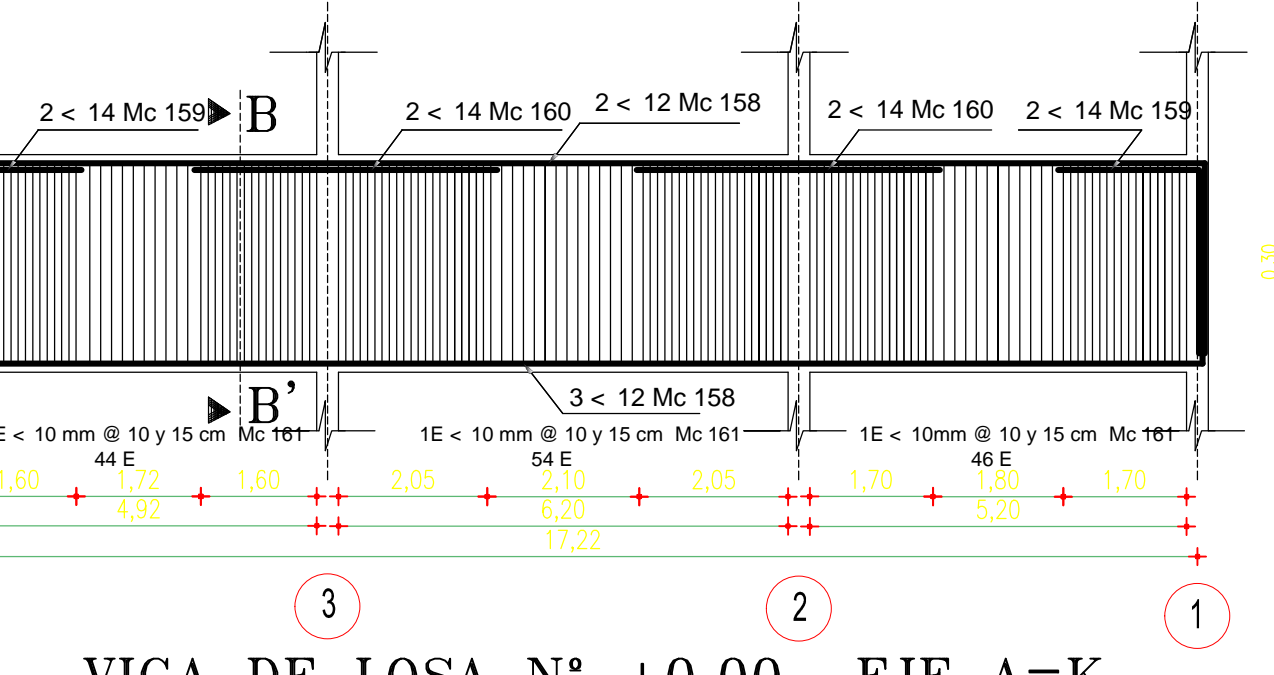
LOSA TIPO N° +0,00
ESCALA 1 : 100



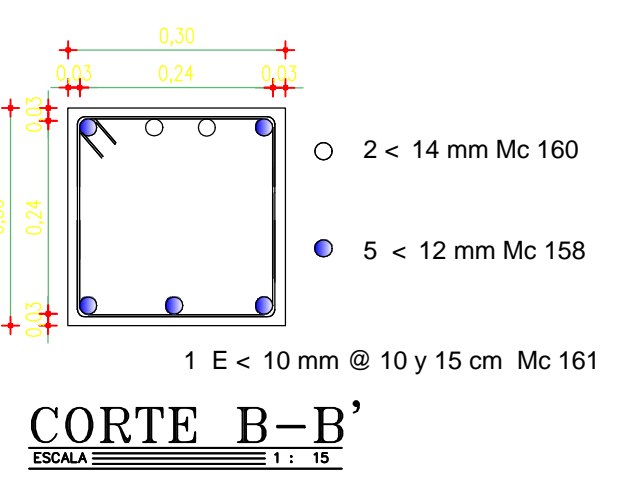
CORTE A-A'
ESCALA 1 : 15



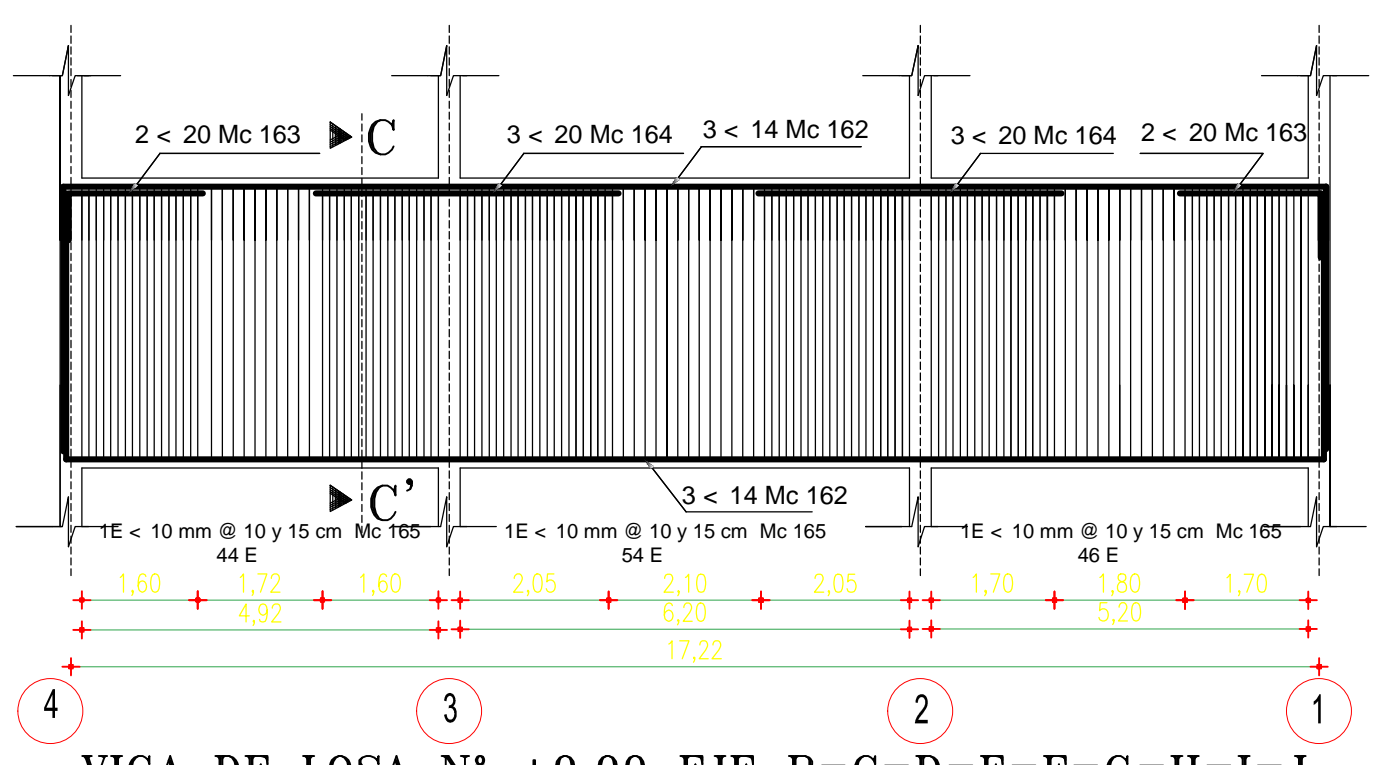
VIGA DE LOSA N° +0,00 EJE 1=2=3=4
ESCALA 1 : 100



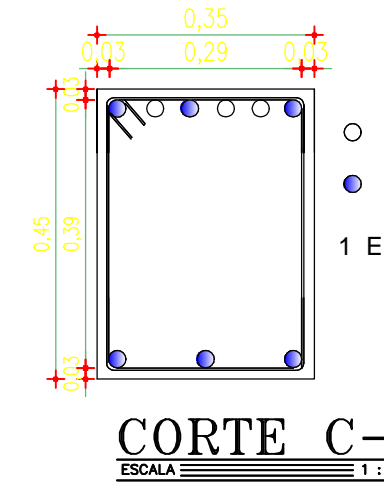
VIGA DE LOSA N° +0,00 EJE A=K
ESCALA 1 : 100



CORTE B-B'
ESCALA 1 : 15



VIGA DE LOSA N° +0,00 EJE B=C=D=E=F=G=H=I=J
ESCALA 1 : 100



CORTE C-C'
ESCALA 1 : 15

RESUMEN DE REFUERZOS			TRASLAPES		RECURRIMIENTOS	
VARIAS COMERCIALES			DIÁMETRO	LONGITUD	ELEMENTO	
F (mts)	Ø (mm)	mm	mm	cm	COLUMNAS	VIGAS
6,00	16	30	12	38	LOSAS	CADENAS
9,00	16	30	12	38	CADENAS	PLANTOS
22,80	367	367	222	60	31	80
TOTAL Kg	2728,00	5912,62	3216,06	1126,22	889,54	25,32
TOTAL	11872,44 kg = 261,19 ton	ACERO Fy = 4200 Kg/cm2	25,32			

RESUMEN DE HORMIGON		ESPECIFICACIONES TECNICAS	
ELEMENTO	m3	ELEMENTO	m3
H.S. LOSA	97,80	GENERALIDADES: -GNY REG OF GNC	
H.S. CADENAS	60,40	ESTRUCTURA CUMPLE CON LAS NORMAS DEL	
		CARGO ACÚ SRS 98 Y EL CUC 2008 LOS DETALLES	
		QUE AQUI NO CONSTAN SE DEBERA REGIR POR	
		LOS CODIGOS ENUNCIADOS	
		CV = 200 Kg/m2 CM = 460 Kg/m2	
		ALIVIANAMIENTOS: 4775 U	

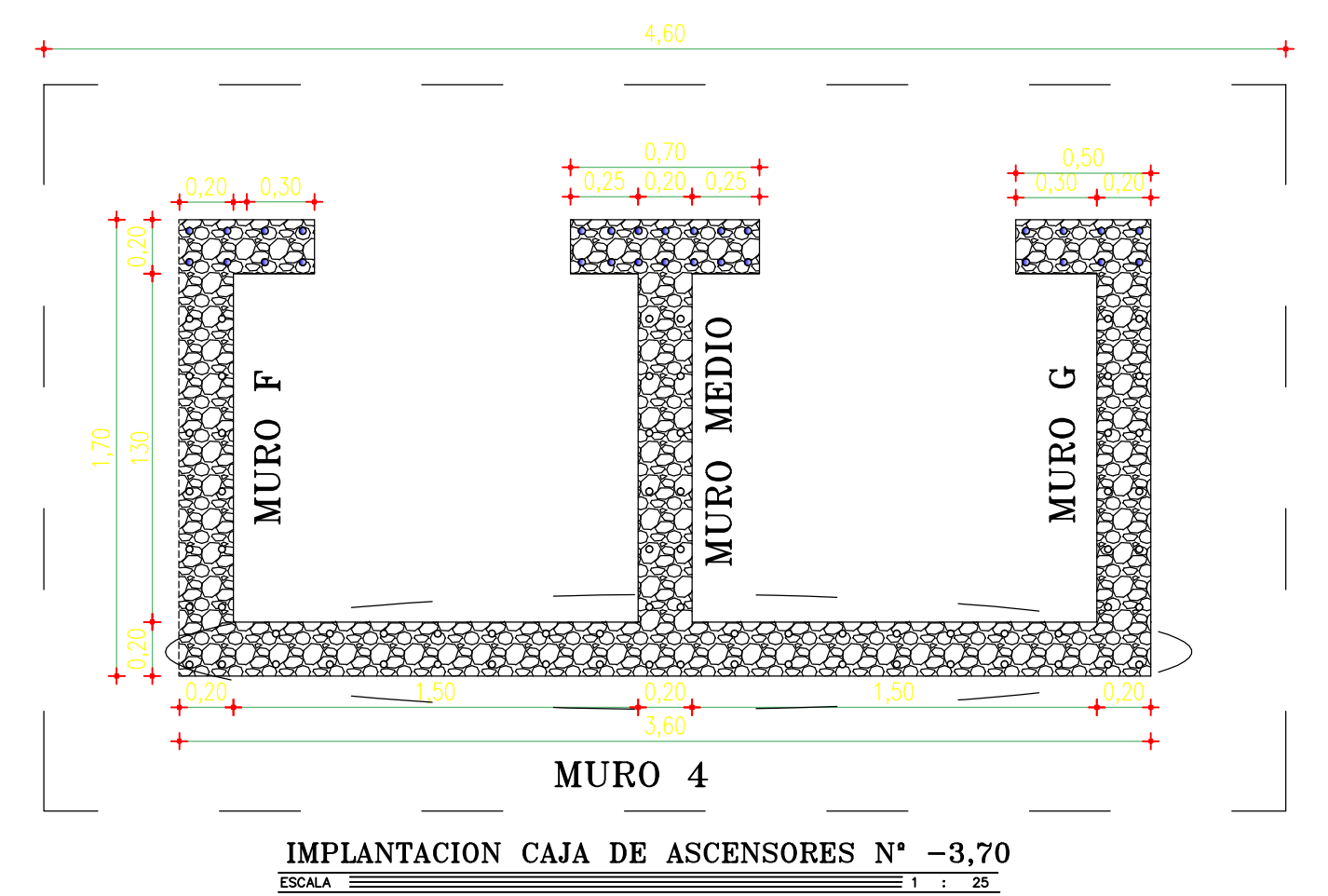
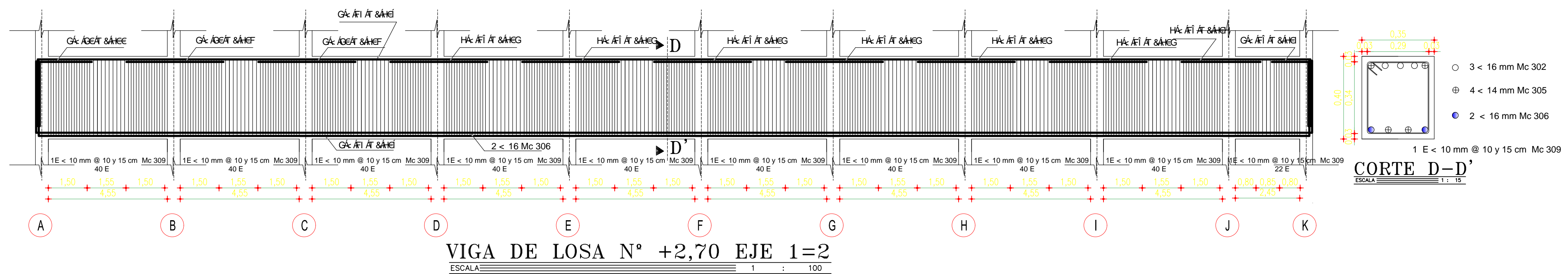
OBSERVACIONES			
1.	HORMIGON Fc = 210 Kg / cm2 A LOS 28 DIAS EN CILINDROS ESTANDAR		
2.	VARRILLAS DE REFUERZO CORRUGADO, CON UNA RESISTENCIA A LA FLUENCIA DE fy = 4200 Kg / cm2		
3.	LOS NIVELES INDICADOS CORRESPONDEN A OBRA TERMINADA		
4.	ESTRIBO ADMISIBLE ASUMIDO DEL SUELO = 200 TON/M2. ES NECESARIO CHEQUEAR POR CONSTRUCTOR		
5.	EN LOS SITIOS DE TRASLAPE EL ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS SE REDUCIRA A LA MITAD		
6.	TODO LOS CAMBIOS QUE SE REALICE EN LA CONSTRUCCION DEBERA SER PREVIAMENTE CONSULTADOS CON EL INGENIERO CALCULISTA		
7.	LOS MATERIALES PETIFOS UTILIZADOS, SU GRANULOMETRIA SERA LA ADECUADA PARA GARANTIZAR		
8.	EL ACERO DE REFUERZO UTILIZADO DEBE SER NUEVO LIBRE DE ESCAMAS DE OXIDO, ACERTES, CUALQUIER OTRO MATERIAL QUE IMPIDA SU ADECUADA ADHERENCIA, DEBE TENER GANCHO SIMBOCO, SEC. 21.1 CODIGO ACTI		
9.	EL ACERO DE REFUERZO DEBE CONFORMARSE QUE SU RESISTENCIA Y DUCTILIDAD SEAN LAS SOLICITADAS Y CUMPLAN CON EL NUMERAL 5.5 DEL CODIGO ACTI - 518 999		

SELLOS			
EQP VIKP G-NQC U' XH CUP x002122.T-GVCNGGU	FECHA: OCTUBRE / 2011	ESCALA: INDICADAS	LAMINA: E 2 / 7
FRUG Q'GRVTVWVTC-N-	PROYECTO ARQUITECTONICO	PROPIETARIO:	CODIGO:
			DIBUJO:
			K.ANDRES GUIJARRO.R

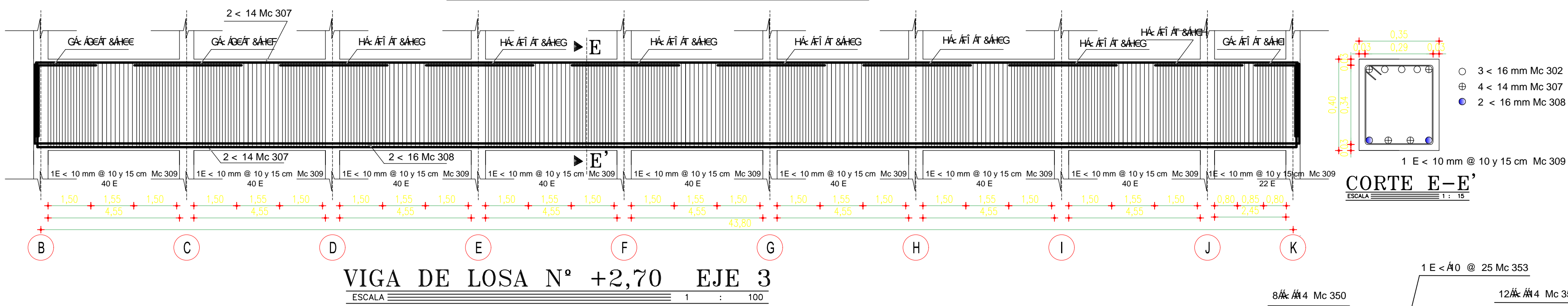
JORGE W. CEVALLOS CABRERA
INGENIERO CIVIL
MAGISTER EN ESTRUCTURAS SIMO RESISTENTE
R.M. 1384 A. BOLIVARIANA Y GUALACAO TELE. 2848349 - 2853362 - 088619780 - 087171280

APARTAMENTOS MANHATTAN DEL SR ARQ. JOSE LUIS CRUZ

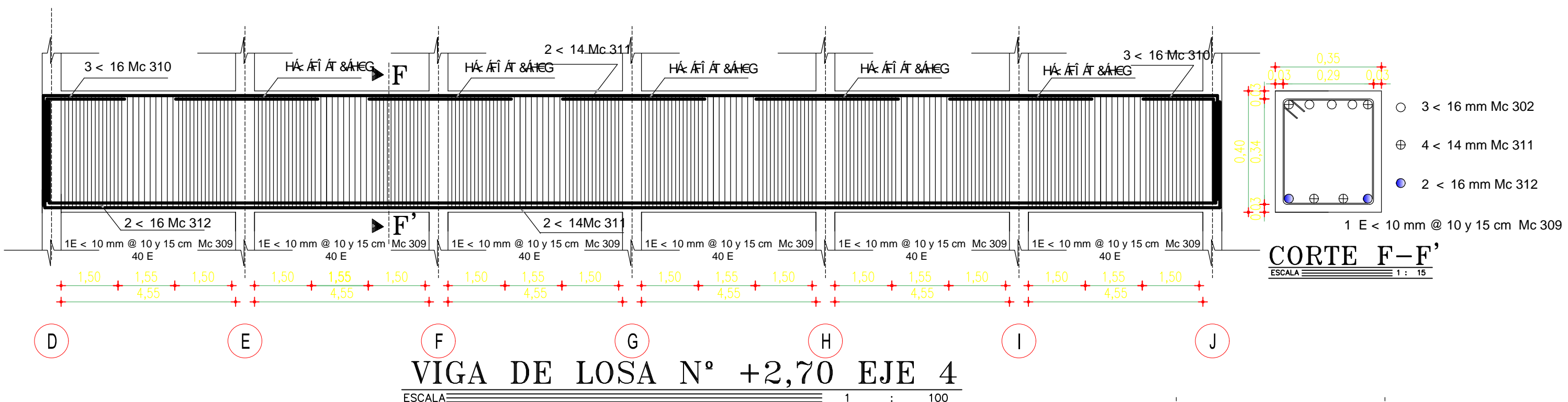
ING. M.Sc. JORGE CEVALLOS C. ARQ. JOSE LUIS CRUZ ARQ. JOSE LUIS CRUZ



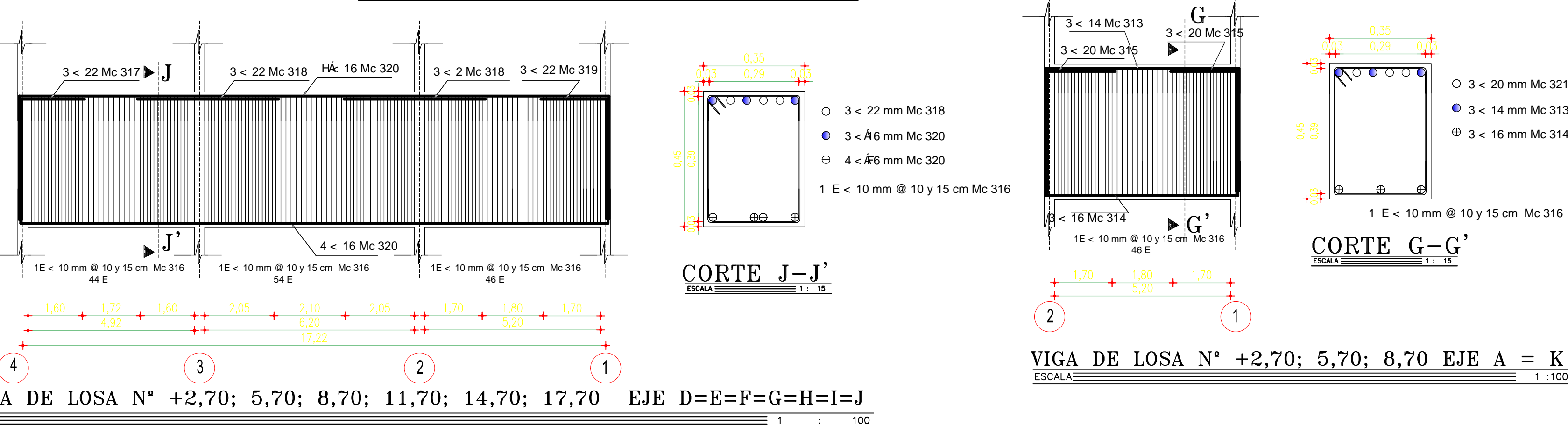
VIGA DE LOSA N° +2,70 EJE 1=2
ESCALA: 1 : 100



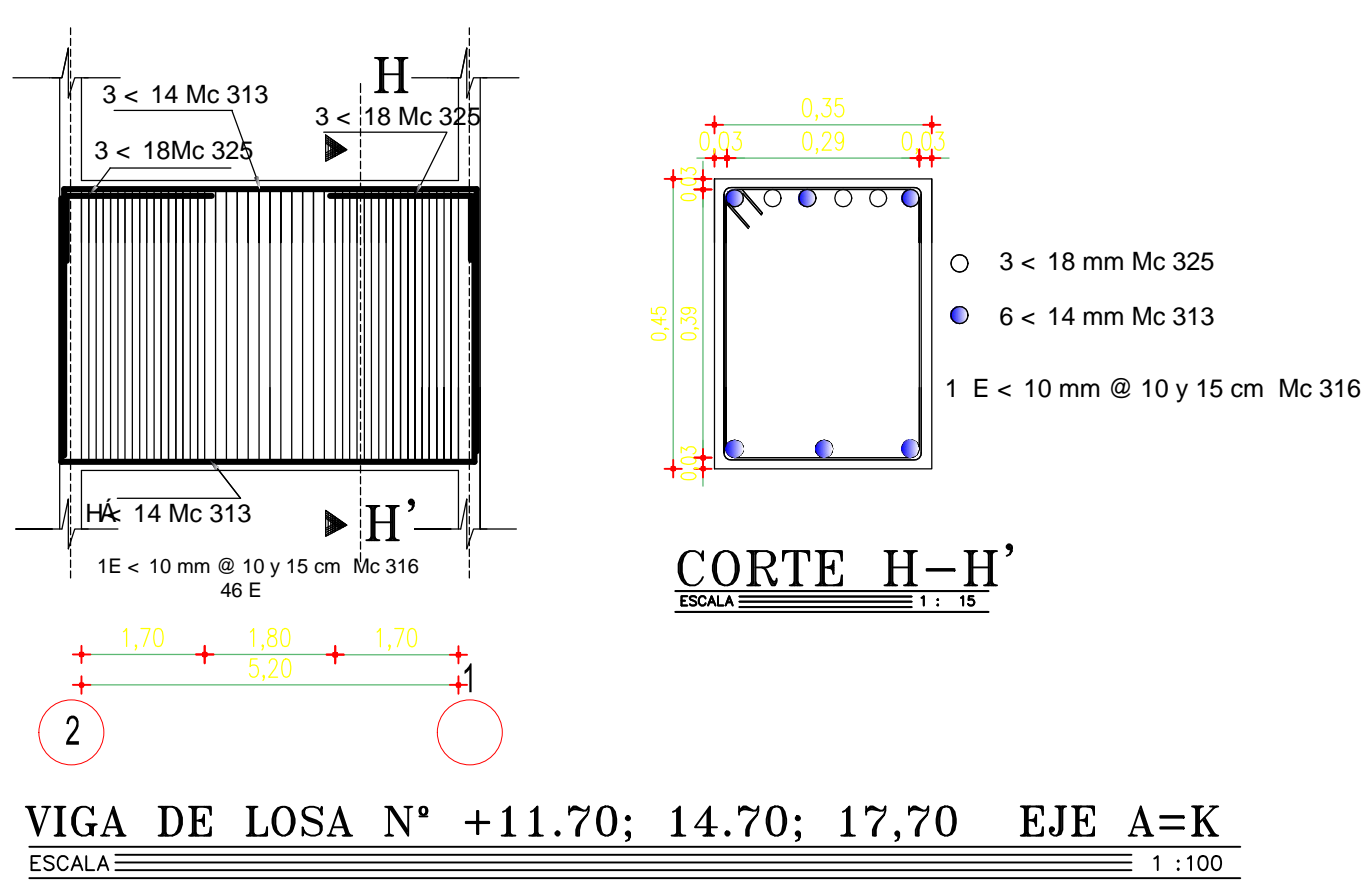
VIGA DE LOSA N° +2,70 EJE 3
ESCALA: 1 : 100



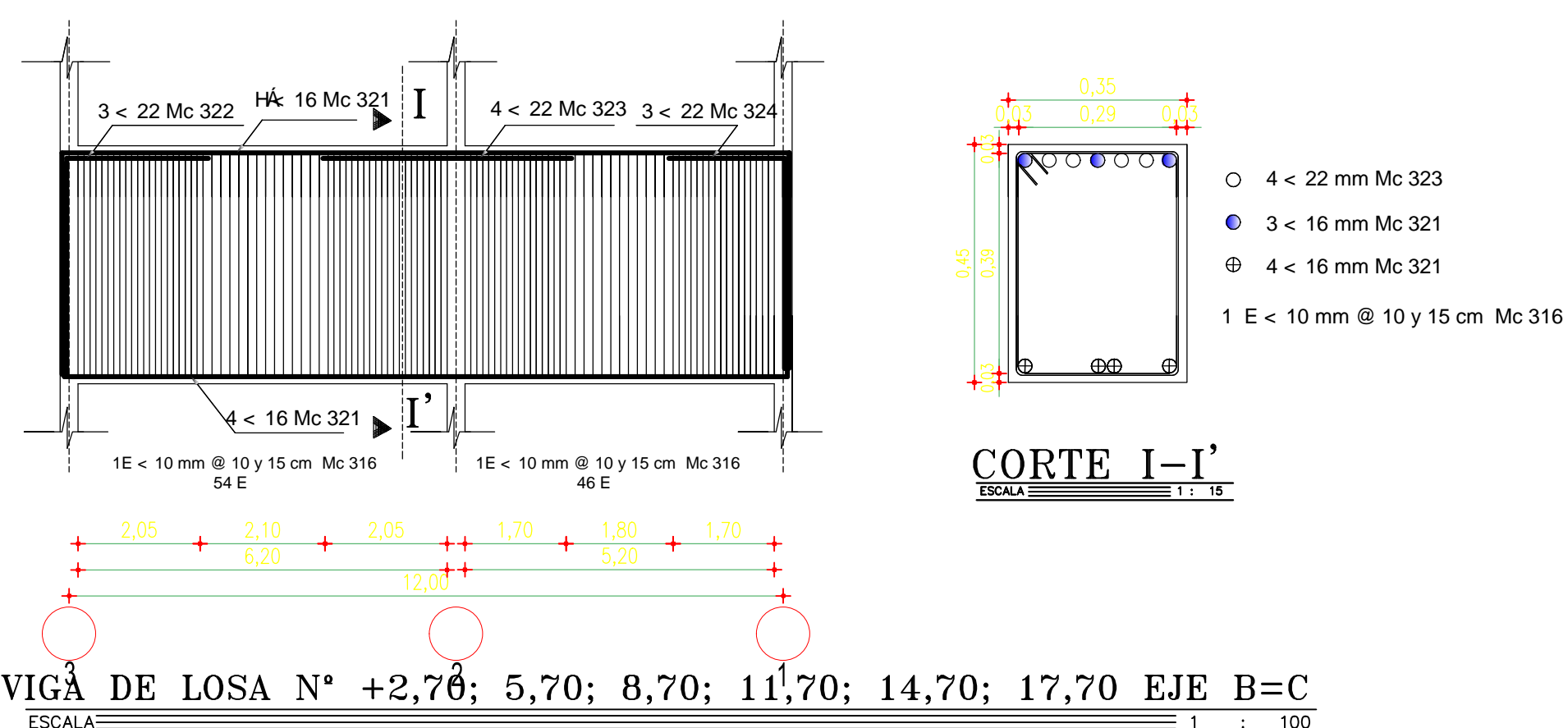
VIGA DE LOSA N° +2,70 EJE 4
ESCALA: 1 : 100



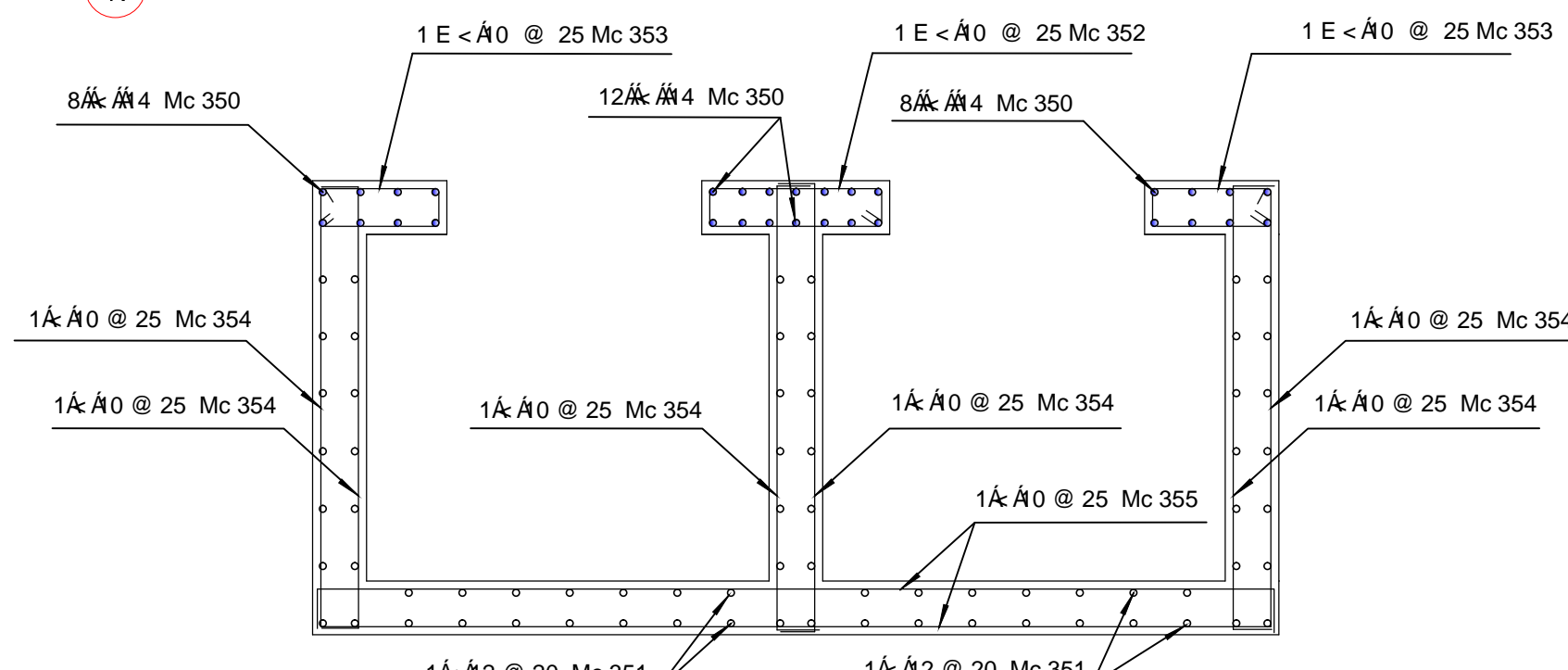
VIGA DE LOSA N° +2,70; 5,70; 8,70; 11,70; 14,70; 17,70 EJE D=E=F=G=H=I=J
ESCALA: 1 : 100



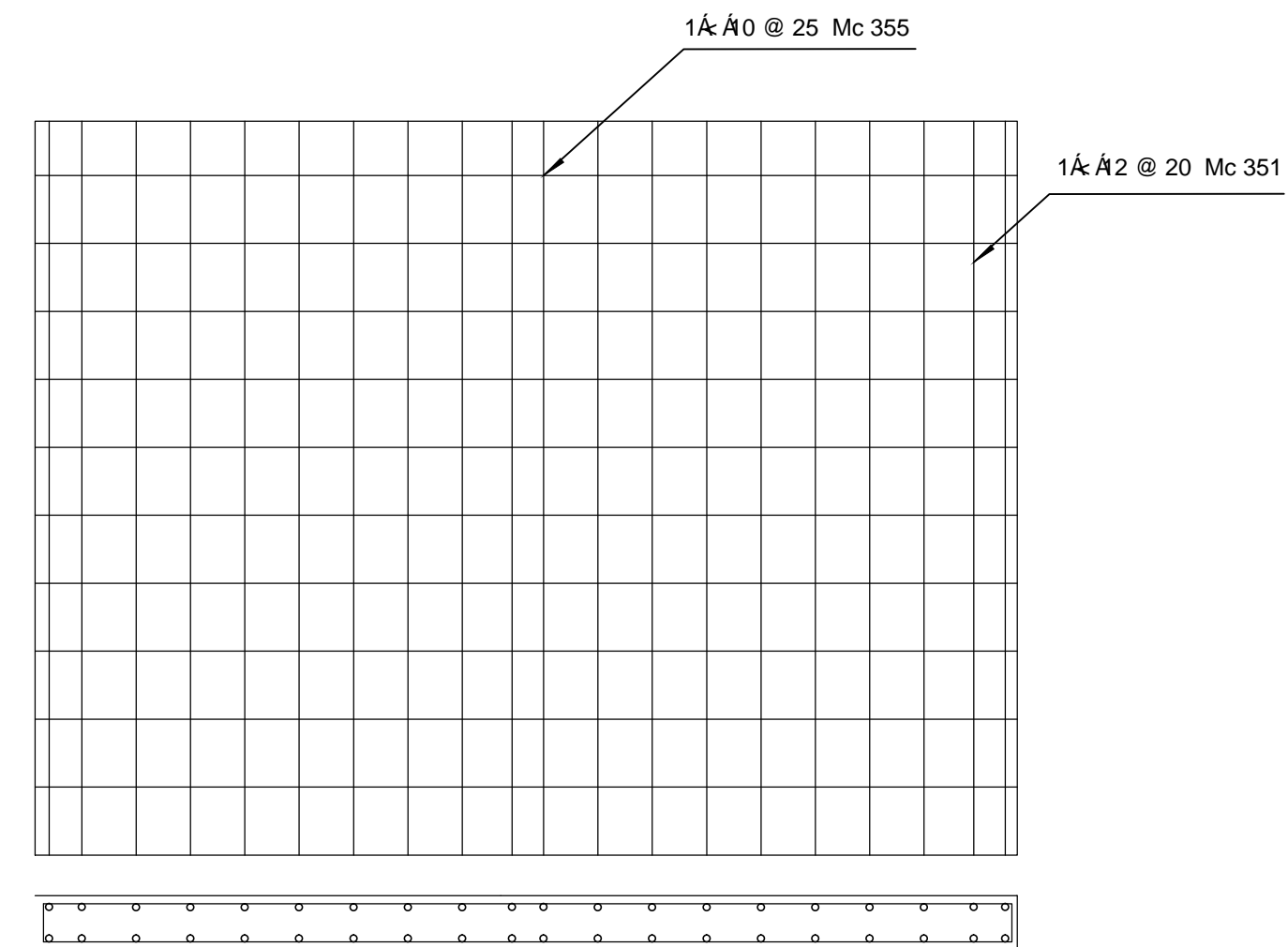
VIGA DE LOSA N° +11,70; 14,70; 17,70 EJE A=K
ESCALA: 1 : 100



VIGA DE LOSA N° +2,70; 5,70; 8,70; 11,70; 14,70; 17,70 EJE B=C
ESCALA: 1 : 100



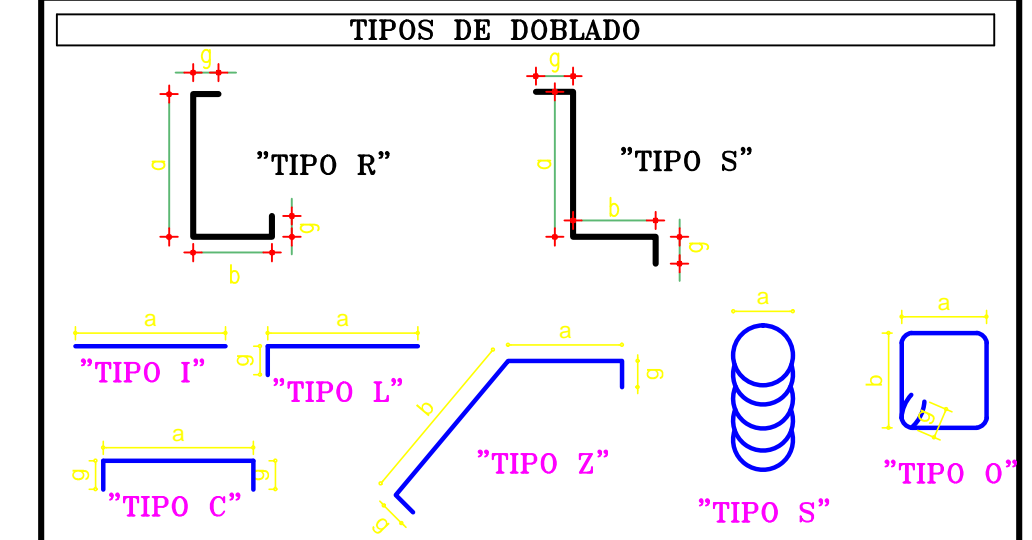
CIMENTACION CAJA DE ASCENSORES N° -3,70
ESCALA: 1 : 25



COORTE DEL MURO 4
ESCALA: 1 : 25

PLANILLA DE REFUERZOS

MC	6	TIPO	DIMENSIONES			LONGITUD DESCRIPTE	NUMERO	LONGITUD TOTAL	PESO (kg)	OBSERVACIONES
			a	b	c					
300	20	L	2,00		0,30	2,30	6	13,80	33,96	
301	20	I	3,60			3,60	10	36,00	88,56	
302	16	I	3,00			3,00	69	210,00	392,47	
303	8	I	3,00			3,00	9	27,00	42,84	
304	10	L	1,80		0,30	1,80	6	10,80	15,17	
305	14	C	52,20		0,30	52,50	8	422,40	511,10	
306	16	C	52,20		0,30	52,50	4	211,20	333,70	
307	14	C	46,40		0,30	46,70	4	188,80	227,40	
308	16	C	46,40		0,30	46,70	2	94,40	148,52	
309	10	D	0,30	0,35	0,95	1,40	996	1380,40	895,85	
310	16	L	1,80		1,20	2,00	8	12,00	19,18	
311	14	C	32,60		0,30	32,90	4	132,80	160,69	
312	16	C	32,60		0,30	32,90	2	66,40	104,91	
313	14	C	6,00		0,30	6,30	64	395,40	431,24	
314	16	C	6,00		0,30	6,30	18	118,80	187,70	
315	20	L	2,10		0,30	2,40	36	86,40	212,54	
316	16	D	0,30	0,4	0,95	1,50	7600	11700,00	7254,00	
317	22	L	2,20		0,30	2,50	126	315,00	638,70	
318	22	I	4,90		4,90	2,92	1008,00	3003,84		
319	22	L	2,30		0,30	2,60	126	327,60	676,25	
320	16	C	16,40		0,30	16,70	234	3936,00	8225,88	
321	16	C	13,90		0,30	14,20	84	1192,80	1684,02	
322	22	L	2,50		0,30	2,80	36	108,00	300,36	
323	22	I	4,20		4,20	4,8	261	2016,00	609,77	
324	22	L	2,10		0,30	2,40	36	86,40	257,47	
325	18	L	2,10		0,30	2,40	36	86,40	172,80	
350	14	I	27,00			27,00	28	756,00	814,75	
351	12	I	27,00			27,00	88	2376,00	2144,54	
352	10	D	0,65	0,15	0,95	1,70	102	173,40	187,51	
353	10	D	0,45	0,15	0,95	1,30	234	295,20	184,42	
354	10	C	3,60		0,30	3,90	612	1131,60	682,80	
355	10	C	3,60		0,30	3,90	204	775,20	480,82	



RESUMEN DE REFUERZOS			TRASLAPES		RECURTIMIENTOS	
VARILLA	Φ	mm	mm	mm	mm	mm
6,00	10	12	14	16	20	24
(mts)	mm	mm	mm	mm	mm	mm
12,00	1383	196	155	631	8	12
9300	18	11,10	95	30	30	30
TOTAL kg	8309,82	214,64	2245,28	13954,60	172,80	335,05
TOTAL	2244,17	Kg	713,39	kg	4200	Kg

RESUMEN DE HORMIGON		ESPECIFICACIONES TECNICAS	
ELEMENTO	m3	ELEMENTO	m3
H.S. VIGAS	187,70		
H.S. VIGAS	187,70		
GENERALIDADES.-GNT RUC Q7 GNC		GENERALIDADES.-GNT RUC Q7 GNC	
ESTRUCTURA CUMPLE CON LAS NORMAS DEL		ESTRUCTURA CUMPLE CON LAS NORMAS DEL	
CODIGO ACT.1384 Y EL CEC 300 LOS DETALLES		CODIGO ACT.1384 Y EL CEC 300 LOS DETALLES	
QUE AQUÍ NO CONSTAN SE DEBERA REGIR POR		QUE AQUÍ NO CONSTAN SE DEBERA REGIR POR	
LOS CODIGOS ENUNCIADOS		LOS CODIGOS ENUNCIADOS	
SUPERFICIES EN CONTACTO CON EL AGUA		SUPERFICIES EN CONTACTO CON EL AGUA	
CV = 200 Kg/cm2		CM = 460 Kg/cm2	
SUBTOTAL		SUBTOTAL	
VUCN7 (Kg)	187,70	HORMIGON (Kg)	210 Kg/cm2

- OBSERVACIONES**
- HORMIGON f_c = 210 Kg/cm² A LOS 28 DIAS EN CILINDROS ESTANDAR
 - VARRILLAS DE REFUERZO, CORRUGADO, CON UNA RESISTENCIA A LA FLUENCIA A LA f_y = 4200 Kg/cm²
 - LOS NIVELES INDICADOS CORRESPONDEN A OBRA TERMINADA
 - EL DISEÑO ADOPTA UN COEFICIENTE DE SERVIDOR DE 200 PARA LOS NEUTROS OBIQUITOS
 - EN LOS SIENOS DE TRASLAPES EL ESPACIAMIENTO DE ESTRIOS SE REDUCE A LA MITAD
 - TODOS LOS CAMBIOS QUE SE REALICE EN LA CONSTRUCCION DEBERA SER PREVIAMENTE CONSULTADOS CON EL INGENIERO CALCULISTA
 - LOS MATERIALES PIEDRES UTILIZADOS, SU GRANULOMETRIA SERA LA ADECUADA PARA GARANTIZAR LA RESISTENCIA Y DUCTILIDAD
 - EL ACERO DE REFUERZO UTILIZADO, DEBE SER NUEVO LIBRE DE ESCAMAS DE OXIDO, ACETES, CUALQUIER OTRO MATERIAL QUE IMPIDA SU ADECUADA ADHERENCIA, DEBE TENER GANCHO SIMBOLO, SEC. 2.1. CODIGO ACT. 1384 Y EL CEC 300
 - EL ACERO DE REFUERZO DEBE COMPROBARSE QUE SU RESISTENCIA Y DUCTILIDAD SEAN LAS SOLICITADAS Y CUMPLAN CON EL NUMERAL 3.3 DEL CODIGO ACT. 1384

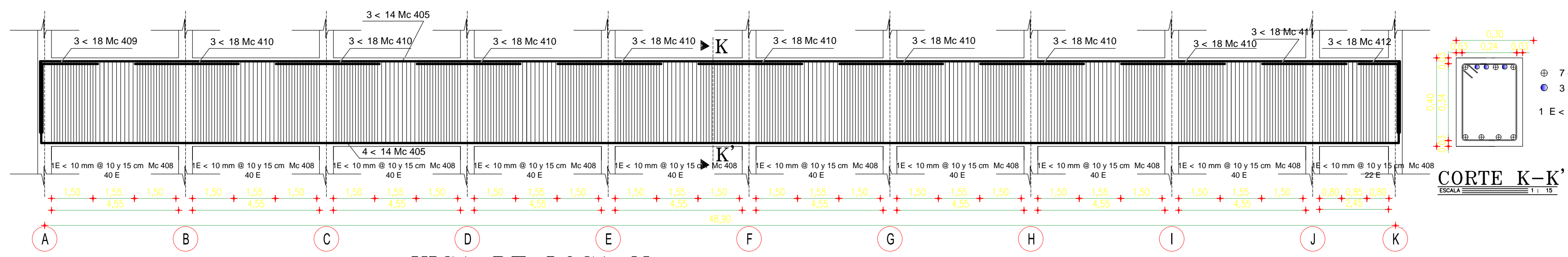
JORGE M. CEVALLOS CABRERA
INGENIERO CIVIL
MAGISTER EN ESTRUCTURAS SIMBO RESISTENTE
R.M. 1384 A1 BOLLIVARIANA Y GUAYACO TELE. 2848349-2853367-088610780-087171380

APARTAMENTOS MANHATTAN DEL SR ARQ. JOSE LUIS CRUZ

CONTIENE: VIGAS DE DIFERENTES NIVELES, MURO DE CORTE O ASCENSOR, DETALLES

FECHA: OCTUBRE / 2011	ESCALA: INDICADAS	LAMINA: E 4 / 7	CODIGO:
PROYECTO ARQUITECTONICO	PROPIETARIO:	DIBUJO:	
ING. M.Sc. JORGE CEVALLOS C.	ARQ. JOSE LUIS CRUZ	ARQ. JOSE LUIS CRUZ	

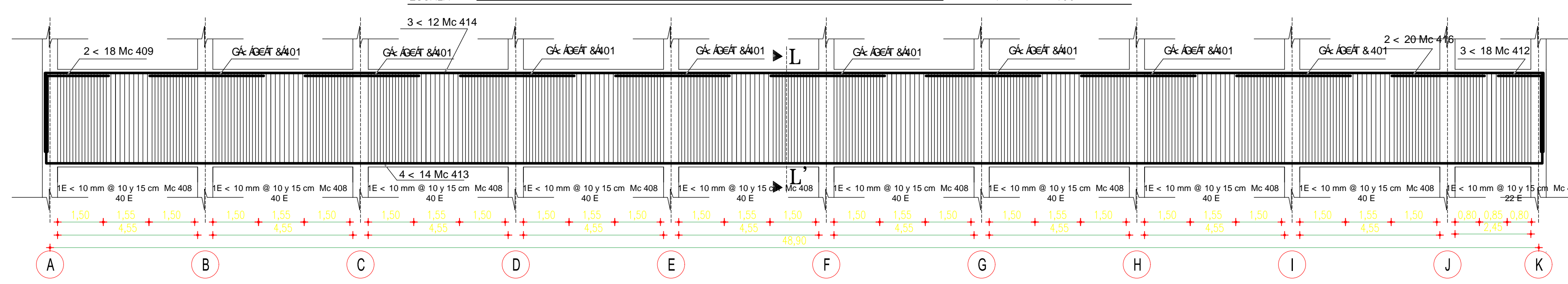
K. ANDRES GUIJARRO R



CORTE K-K'
ESCALA 1 : 10

7 < 14 mm Mc 405
3 < 18 mm Mc 410
1 E < 10 mm @ 10 y 15 cm Mc 408

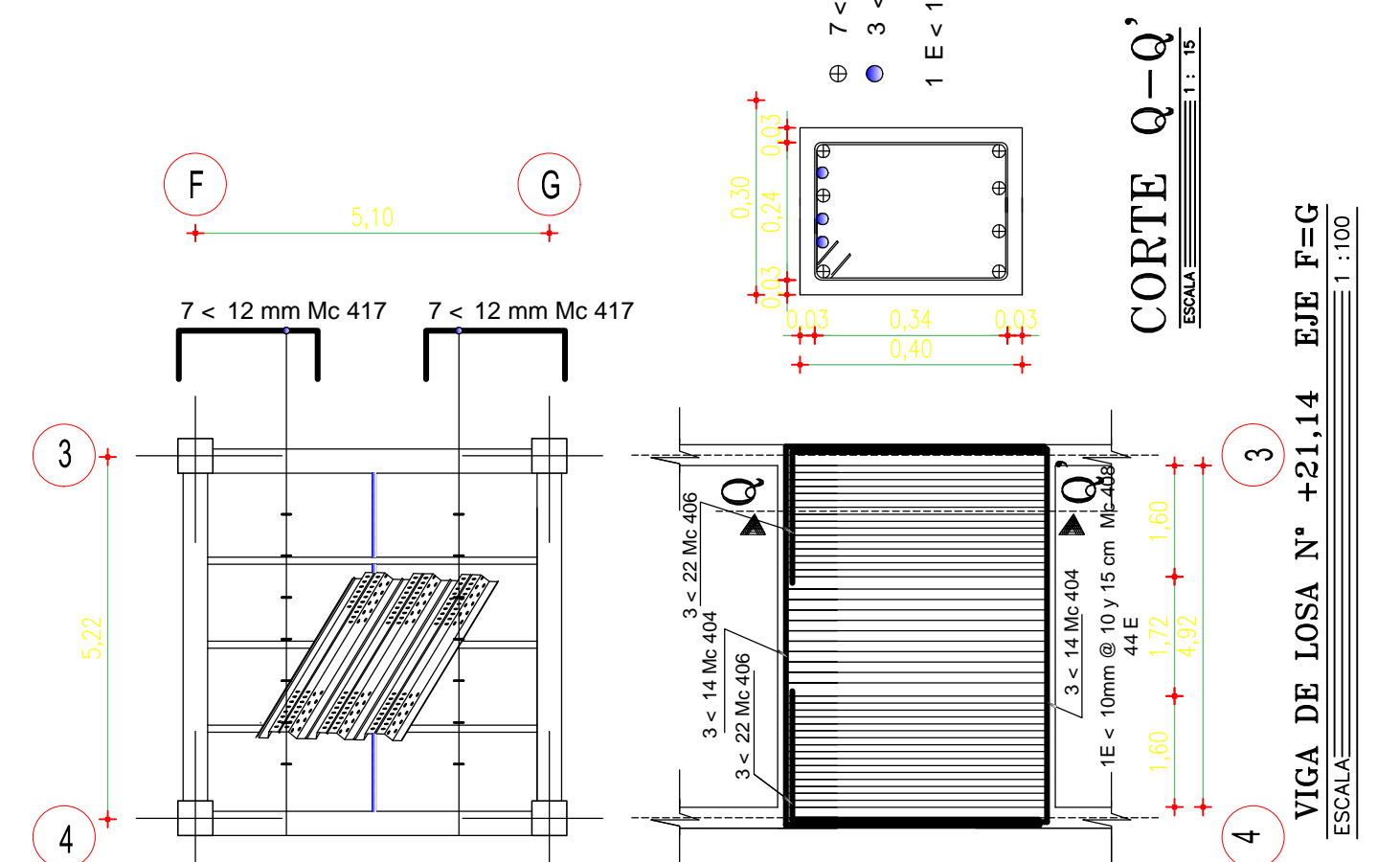
VIGA DE LOSA N° +5,70; 8,70; 11,70 EJE 1 = 2
ESCALA 1 : 100



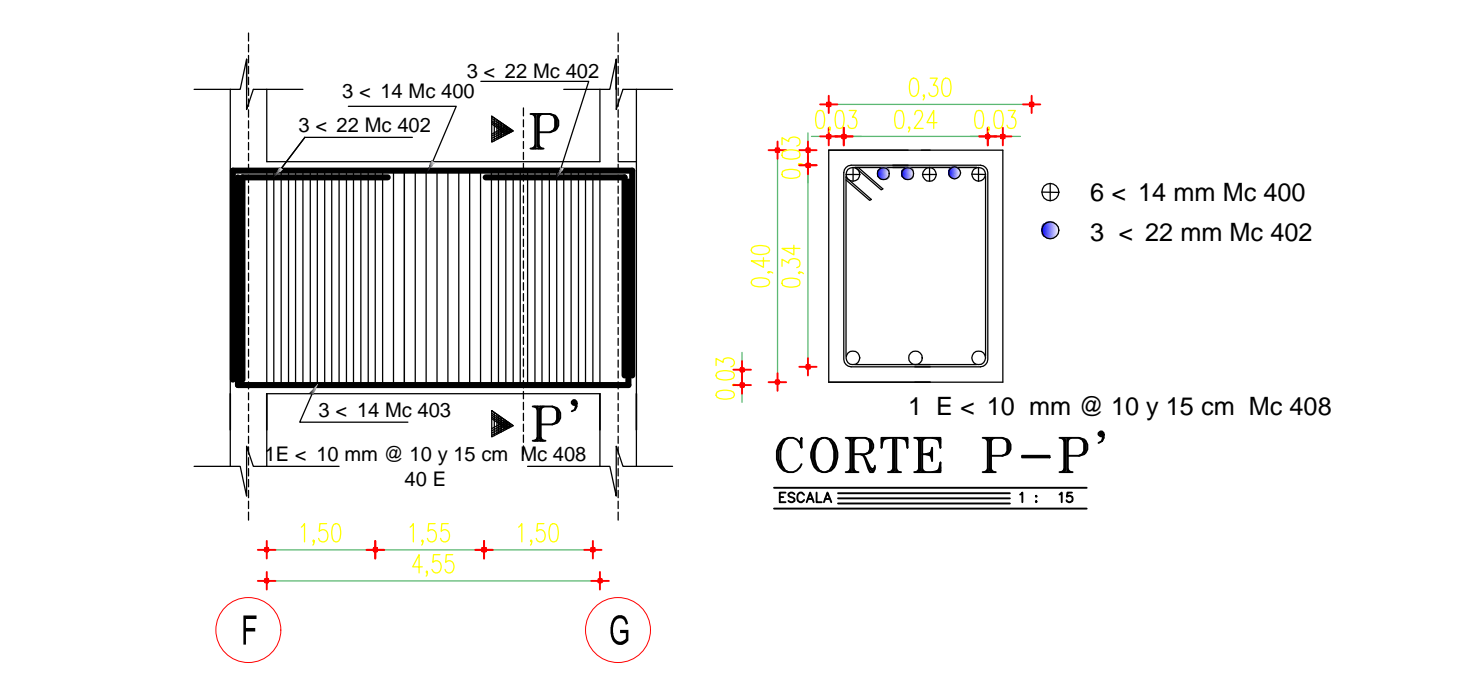
CORTE L-L'
ESCALA 1 : 10

3 < 12 mm Mc 414
2 < 20 mm Mc 401
4 < 14 mm Mc 413
1 E < 10 mm @ 10 y 15 cm Mc 408

VIGA DE LOSA N° +14,70; 17,70 EJE 1 = 2
ESCALA 1 : 100



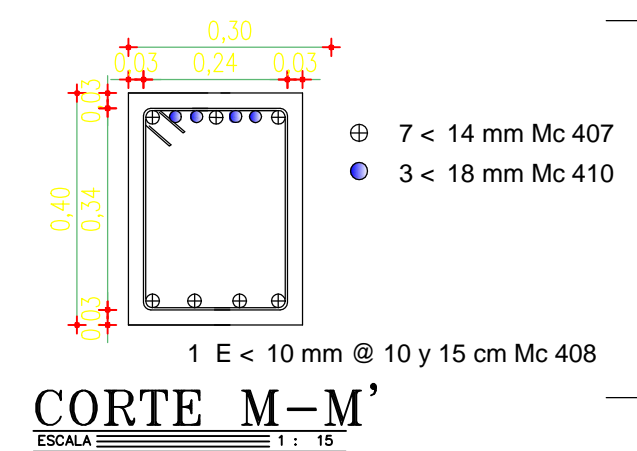
TAPAGRADA N° +21,14
ESCALA 1 : 100



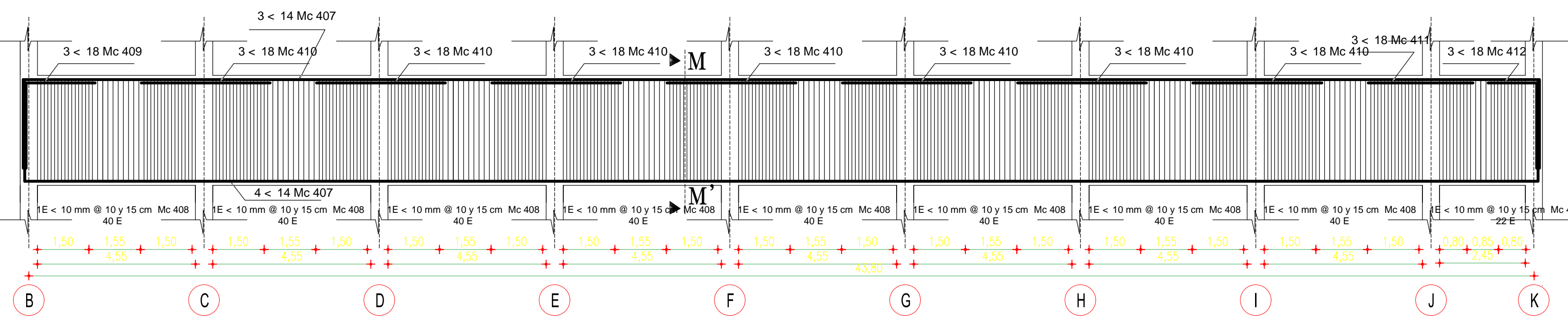
VIGA DE LOSA N° +21,14 EJE 3=4
ESCALA 1 : 100

CORTE P-P'
ESCALA 1 : 10

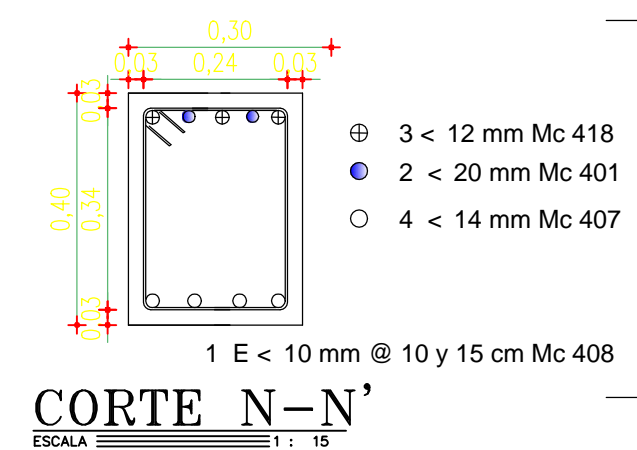
6 < 14 mm Mc 400
3 < 22 mm Mc 402
1 E < 10 mm @ 10 y 15 cm Mc 408



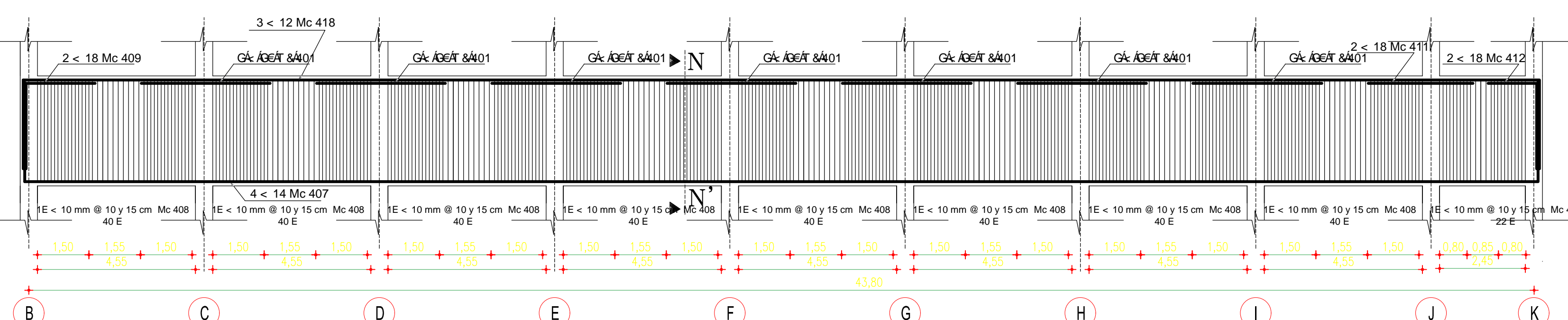
CORTE M-M'
ESCALA 1 : 10



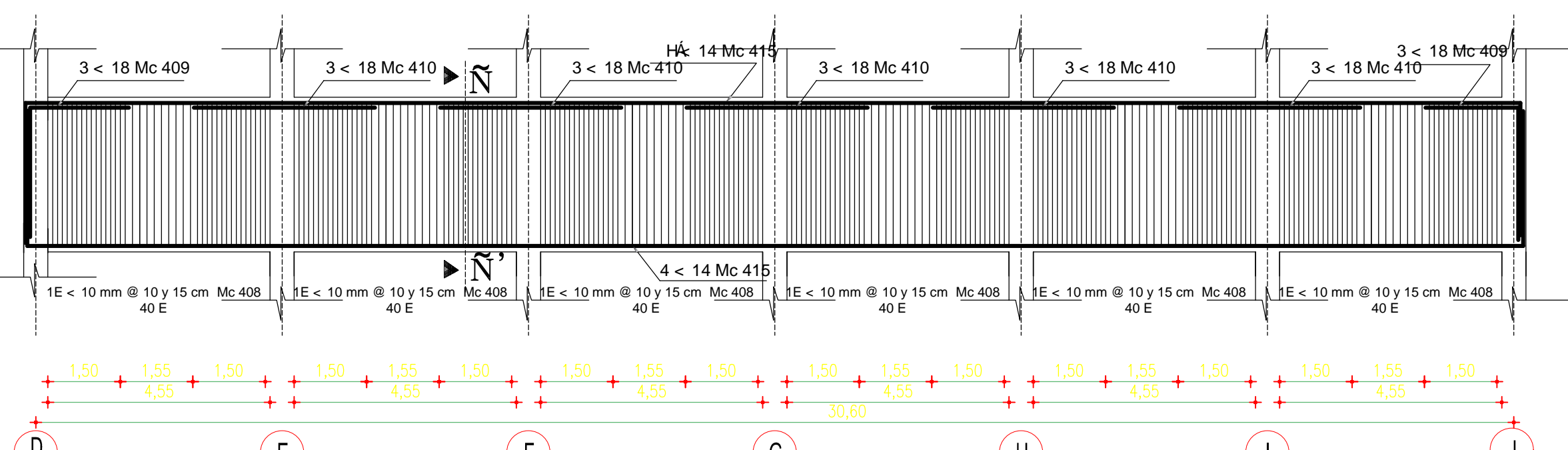
VIGA DE LOSA N° +5,70; 8,70; 11,70 EJE 3
ESCALA 1 : 100



CORTE N-N'
ESCALA 1 : 10



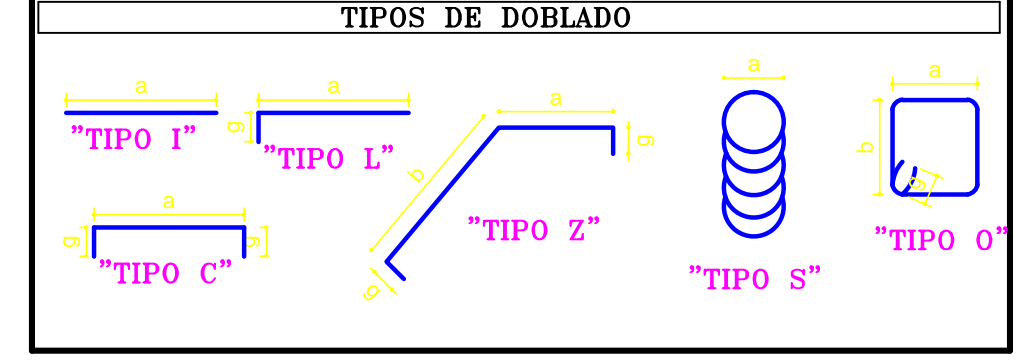
VIGA DE LOSA N° +14,70; 17,70 EJE 3
ESCALA 1 : 100



VIGA DE LOSA N° +5,70; 8,70; 11,70 EJE 4
ESCALA 1 : 100

PLANILLA DE REFUERZOS

Mc	TIPO	DIMENSIONES				LONGITUD DECORTE	NUMERO	LONGITUD TOTAL	PESO (Kg)	OBSERVACIONES
		a	b	c	g					
400	14	5,50		0,25	6,00	5	30,00	43,95		
401	20	1,00		0,20	3,50	88	244,80	602,21		
402	22	2,00		0,20	2,20	12	26,40	78,67		
403	22	5,50		0,25	6,00	8	38,00	107,28		
404	14	5,50		0,25	6,00	12	72,00	87,72		
405	14	5,50		0,30	5,80	42	2,217,00	2,863,30		
406	22	2,20		0,30	2,50	12	30,00	89,40		
407	14	46,40		0,30	47,00	29	1,363,00	1,649,23		
408	10	0,25		0,05	1,30	6484	8,429,20	5,225,10		
409	18	2,00		0,30	2,30	57	131,10	262,20		
410	18	1,00		0,30	3,60	252	907,20	1,814,40		
411	18	1,00		0,30	2,80	18	50,40	100,80		
412	18	1,30		0,30	1,60	18	28,80	57,60		
413	14	51,00		0,30	51,60	15	825,00	998,98		
414	12	51,00		0,30	51,60	12	619,20	551,09		
415	14	33,00		0,30	33,60	21	705,00	857,78		
416	20	1,00		0,20	2,80	8	22,40	55,10		
417	12	1,70		0,15	2,00	14	28,00	24,92		



RESUMEN DE REFUERZOS				TRASLAPES		RECUBRIMIENTOS		
VARRILLAS COMERCIALES				DIAMETRO	LONGITUD	ELEMENTO	ELEMENTO	
# VARRILLAS (mts)	a	b	c	mm	cm	mm	cm	
6,00	10	3,75	40	10	3,75	40	VIGAS	
9,00	12	3,75	50	12	3,75	50	LOSAS	
12,00	14	3,75	65	14	3,75	65	CADENAS	
TOTAL Kg	703	54	435	94	23	8	15	PLINTOS
				32	11,15	25	30	SUPERFICIES EN CONTACTO CON EL AGUA
TOTAL = 15285,73 Kg - 3,36 Tm				ACERO Fy = 4200 Kp/cm ²				

RESUMEN DE HORMIGON			ESPECIFICACIONES TECNICAS	
ELEMENTO	m ³	ELEMENTO	m ³	GENERALIDADES - GNF REG QT GNC
HLS VIGAS	98,20			ESTRUCTURA CUMPLE CON LAS NORMAS DEL CODIGO ACT-318-08 Y EL CEC 2005 LOS DETALLES QUE AQUI NO CONSTAN SE DEBERA REGIR POR LOS CODIGOS ENLACADOS
				CV = 200 Kg/m ² CM = 460 Kp/m ²
				ALIVIANAMIENTOS: U

OBSERVACIONES

- HORMIGON Fc = 210 Kg/cm² A LOS 28 DIAS EN CILINDROS ESTANDAR
- VARRILLAS DE REFUERZO CORRUJADO, CON UNA RESISTENCIA A LA FLUENCIA DE fy = 4200 Kg/cm²
- LOS NIVELES INDICADOS CORRESPONDEN A OBRA TERMINADA
- ESFUERZO ADMISIBLE ASUMIDO DEL SUELO = 200 T/m². ES NECESARIO CHEQUEAR POR CONSTRUCTOR
- EN LOS SITIOS DE TRASLAPE EL ESPACIAMIENTO DE REFUERZOS SE REDUCIRA A LA MITAD
- TODO LOS CAMBIOS QUE SE REALICE EN LA CONSTRUCCION DEBERA SER PREVIAMENTE CONSULTADOS CON EL INGENIERO CALCULISTA
- LOS MATERIALES PETROLI UTILIZADOS, SU GRANULOMETRIA SERA LA ADECUADA PARA GARANTIZAR
- EL ACERO DE REFUERZO UTILIZADO, DEBE SER NUEVO LIBRE DE ESCAMAS DE OXIDO, ACETES, CUAQUIER OTRO MATERIAL QUE IMPIDA SU ADECUADA ADHERENCIA, DEBE TENER GANCHO SISMICO, SEC. 21.1 CODIGO ACT
- EL ACERO DE REFUERZO DEBE COMPROBARSE QUE SU RESISTENCIA Y DUCTILIDAD SEAN LAS SOLICITADAS Y CUMPLAN CON EL NUMERAL 3.3 DEL CODIGO ACT. 318.899

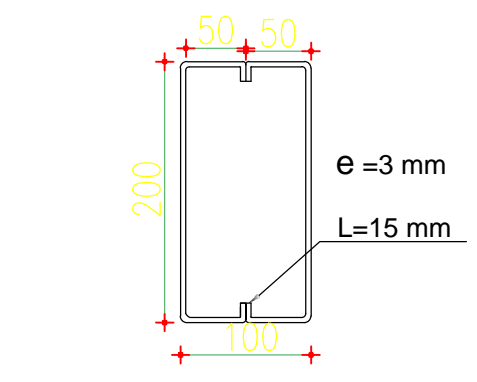
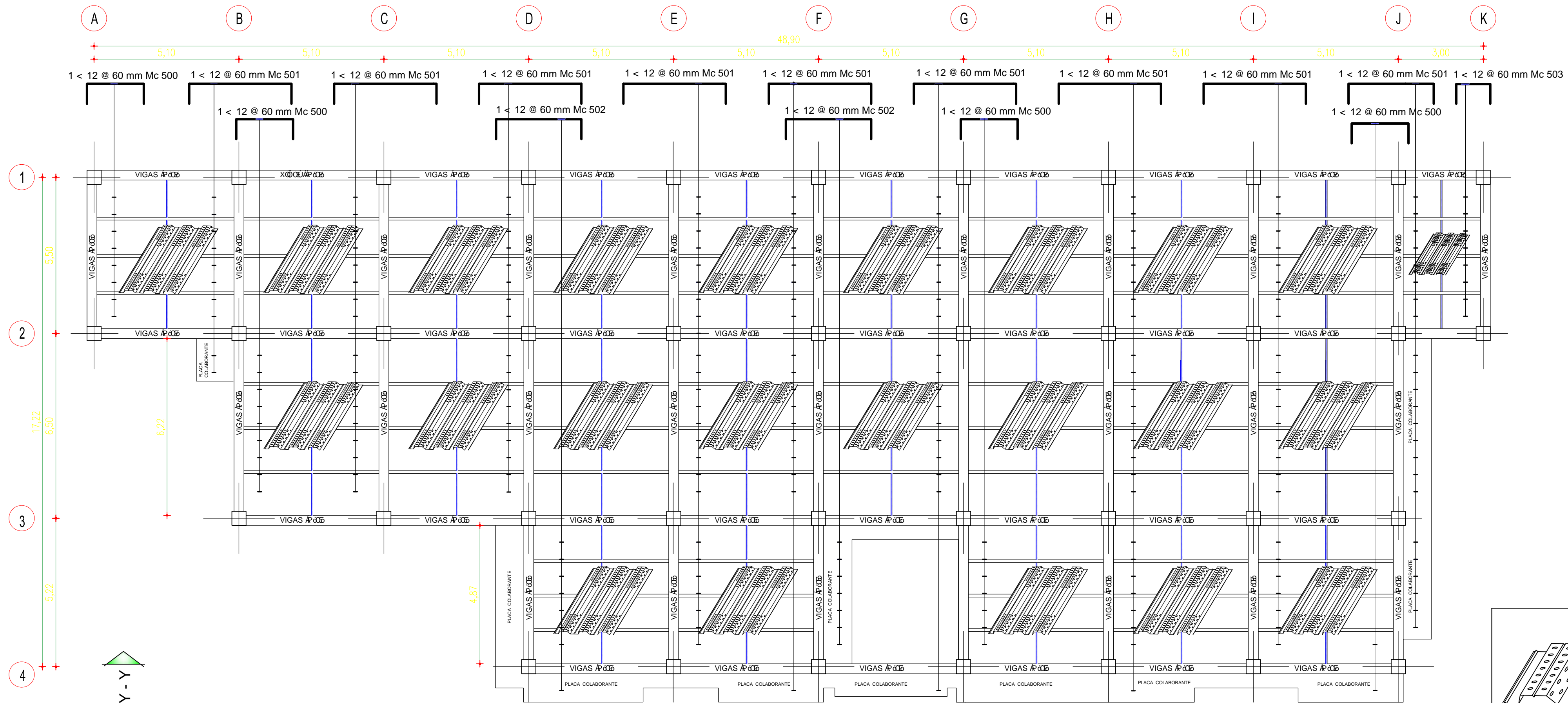
SELLOS

JORGE M. CEVALLOS CABRERA
INGENIERO CIVIL
MAGISTER EN ESTRUCTURAS SISMO RESISTENTE
R.M. 1384 Av. BOJIVARIANA Y GUAL ACERO TEL. 2845349 - 2853362 - 088619780 - 087171280

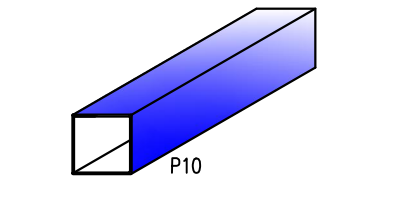
APARTAMENTOS MANHATTAN DEL SR ARQ. JOSE LUIS CRUZ

CONTIENE: VIGAS DE DIFERENTES NIVELES, DETALLES

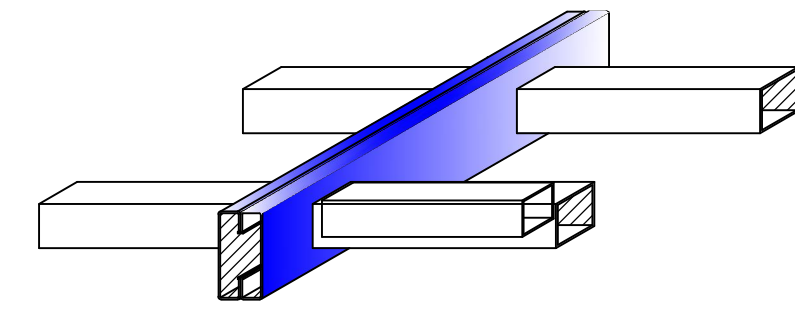
FECHA: OCTUBRE / 2011	ESCALA: INDICADAS	LAMINA: E 5 / 7	CODIGO:
FRG Q'GUNT WEVWTCN:	PROYECTO ARQUITECTONICO	PROPIETARIO:	DIBUJO:
			KANDRES GUIJARRO .R
ING. M.Sc. JORGE CEVALLOS C.	ARQ. JOSE LUIS CRUZ	ARQ. JOSE LUIS CRUZ	



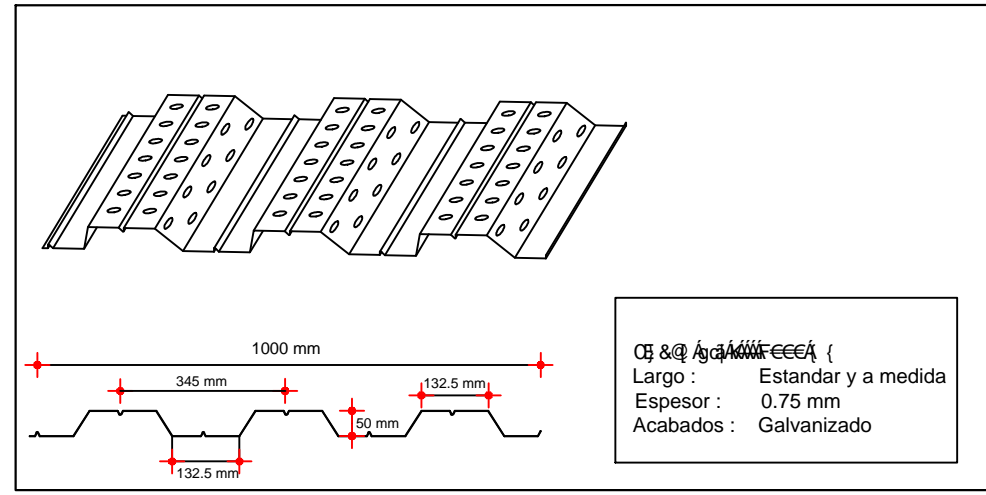
VIGA SECUNDARIA
ESCALA 1:10



RIGIDISADOR
Seccion (50 x 50 x 3) mm.



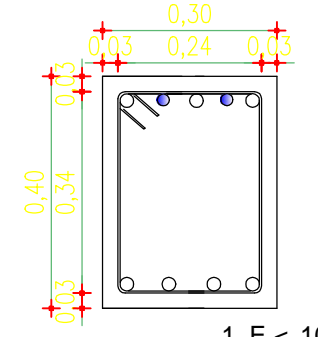
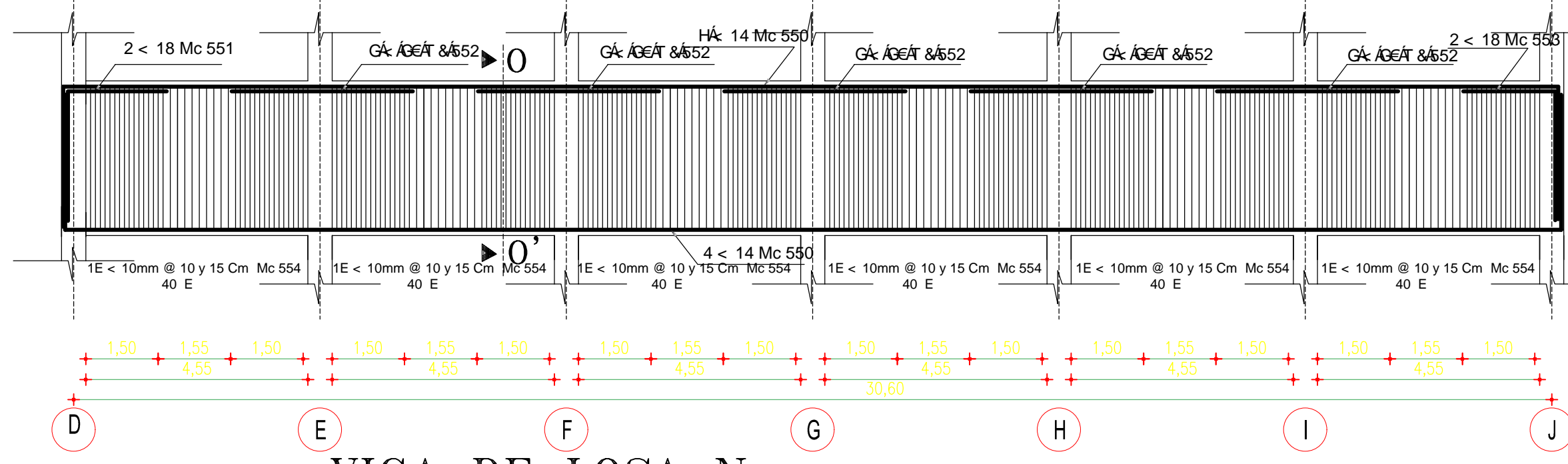
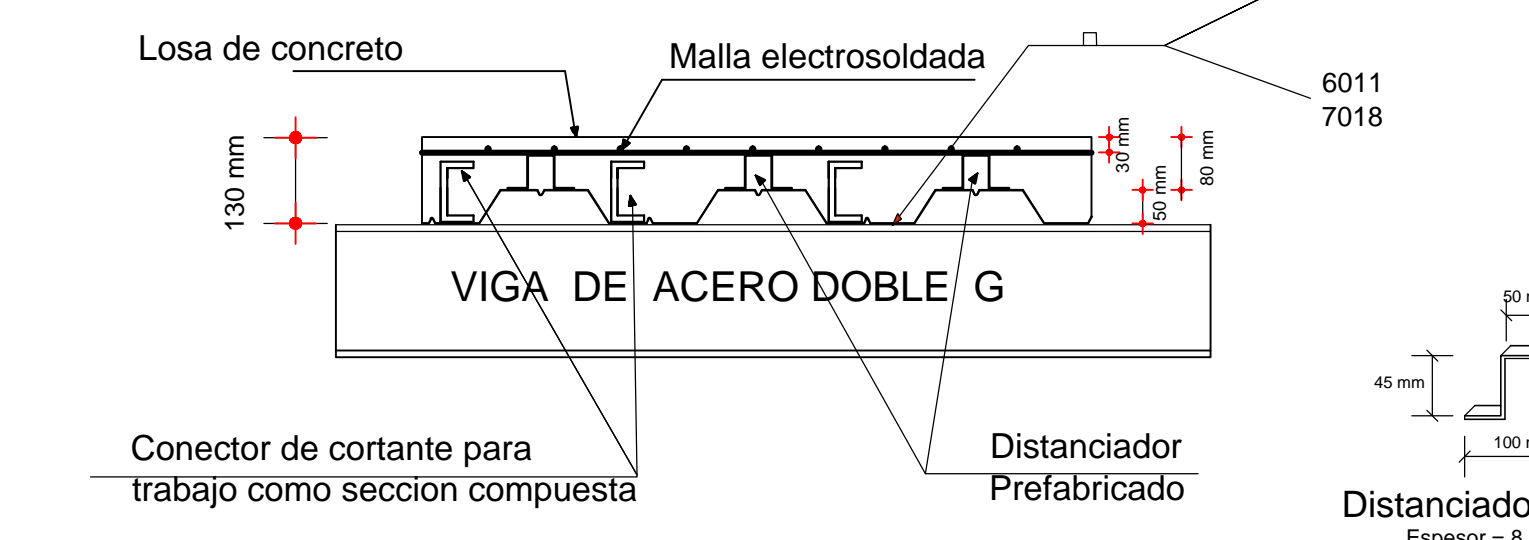
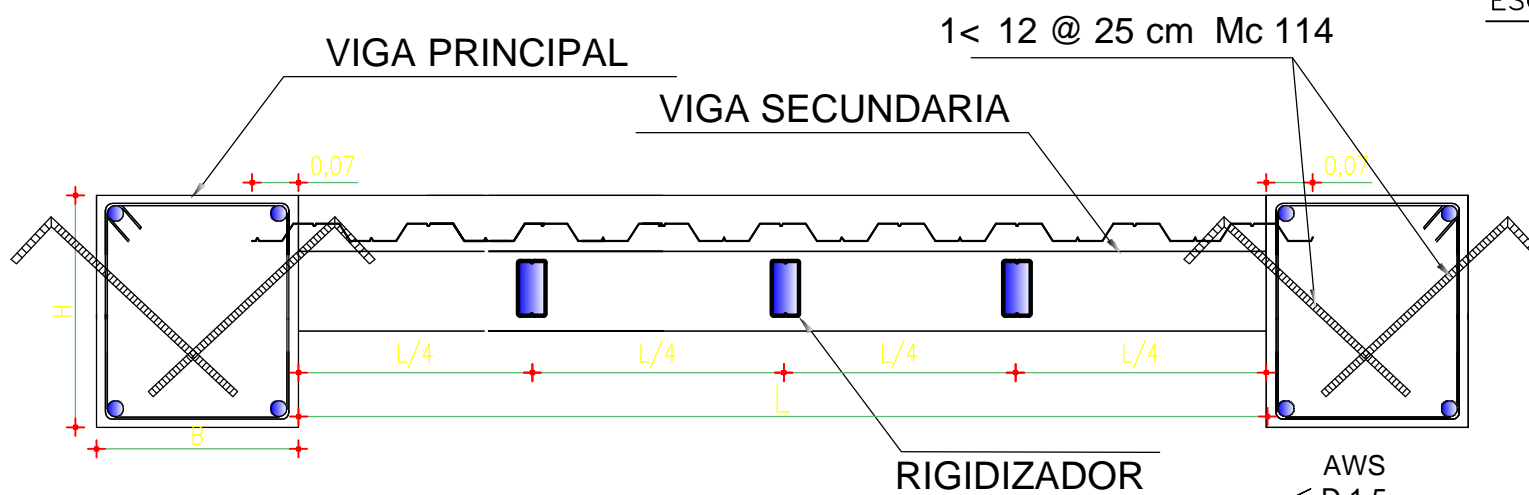
DETALLE UNION
VIGA SECUNDARIA - RIGIDIADOR



ESCALA 1:100
Espesor: 0.75 mm
Acabados: Galvanizado

LOSA TIPO N° +5,70, 8,70, 11,70 14,70 17,70

ESCALA 1:100



2 x 20 mm Mc 552

7 x 14 mm Mc 550

1 E < 10 mm @ 10 y 15 cm Mc 554

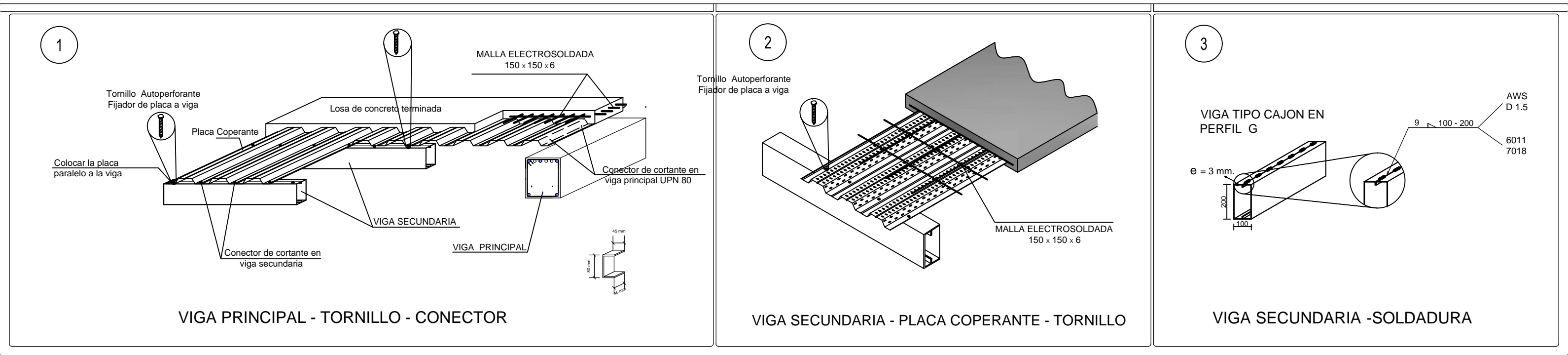
COORTE 0-0'

ESCALA 1:15

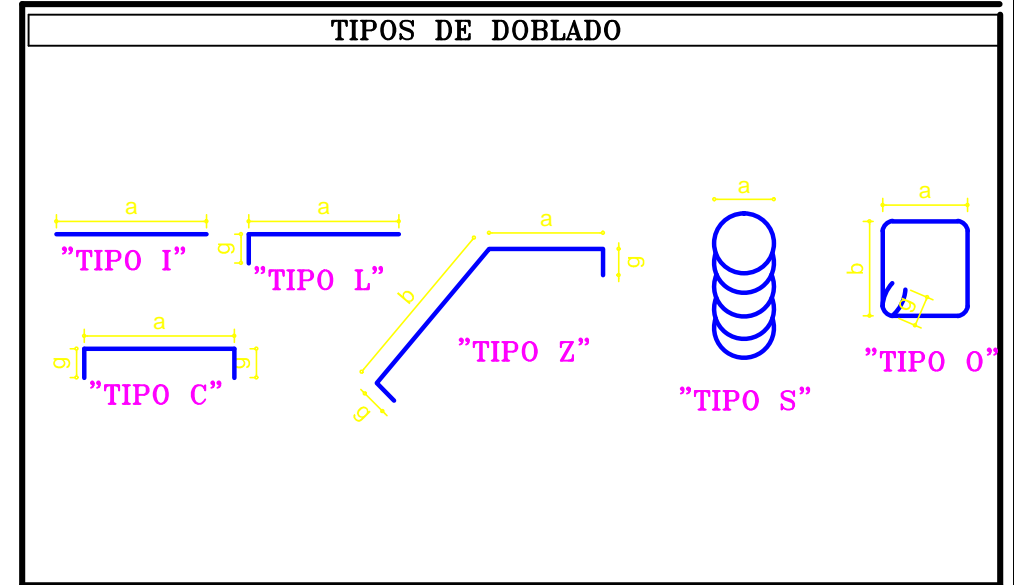
VIGA DE LOSA N° +14,70; 17,70 EJE 4

ESCALA 1:100

DETALLE CONSTRUCTIVO



PLANILLA DE REFUERZOS										
Mc	#	TIPO	DIMENSIONES			LONGITUD SECCION E	NUMERO	LONGITUD TOTAL	PESO (Kg)	OBSERVACIONES
			a	b	g					
500	12	C	1.70	0.15	2.00	130	260.00	231.40		
501	12	C	3.50	0.15	3.80	830	3.176.00	2.827.36		
502	12	C	3.20	0.15	3.50	60	260.00	248.00		
503	12	C	1.20	0.15	1.50	40	60.00	53.40		
550	14	C	32.00	0.30	33.20	14	464.00	562.41		
551	18	L	1.80	0.20	2.00	4	8.00	15.00		
552	20	L	3.80	0.20	4.00	40	154.00	354.24		
553	18	L	1.80	0.20	2.10	4	8.40	16.80		
554	10	O	0.25	0.4	0.05	480	672.00	416.54		



RESUMEN DE REFUERZOS			TRASLAPES		RECUBRIMIENTOS	
VARIABLE	UNIDAD	VALOR	DIAMETRO	LONGITUD	ELEMENTO	ELEMENTO
VARILLAS	m ³	10	14	18	30	22
(mts)	mm	mm	mm	mm	mm	mm
6.00	14	18	30	22	COLUMNAS	VIGAS
13.00	14	18	30	22	LOSAS	CADENAS
9.00	18	18	18	18	PERFILES	PERFILES
TOTAL Kg	41664	3361.35	562.41	324.24	SUPERFICIES EN CONTACTO CON EL AGUA	
TOTAL	4727.44 Kg = 104 qq	ACERO fy = 4200 Kg/cm ²	25.32	100		

RESUMEN DE HORMIGON			ESPECIFICACIONES TECNICAS	
ELEMENTO	m ³	ELEMENTO	m ³	GENERALIDADES
H.S. LOSAS	325.60			ESTRUCTURA CUMPLE CON LAS NORMAS DEL CODIGO ACI 318-08 Y EL CEC 300 LOS DETALLES QUE AQUI NO CONSTAN SE DEBERA REGIR POR LOS CODIGOS ENUNCIADOS
H.S. VIGAS	8.10			
				CV = 200 Kg/cm ² CM = 400 Kg/cm ²
VOLUMEN DE HORMIGON	333.70	SUBTOTAL	333.70	ALIVIANAMIENTOS: U
				HORMIGON (f'c=210 Kg/cm ²)

OBSERVACIONES			
1.	HORMIGON f'c = 210 Kg/cm ² A LOS 28 DIAS EN CILINDROS ESTANDAR		
2.	VARILLAS DE REFUERZO, CORRUGADO, CON UNA RESISTENCIA A LA FLUENCIA DE fy = 4200 Kg/cm ²		
3.	LOS NIVELES INDICADOS CORRESPONDEN A OBRA TERMINADA		
4.	ESFUERZO ADMISIBLE EN EL ACERO DE 200 Kg/cm ² ES NECESARIO CHEQUEAR POR CONSTRUCTOR		
5.	EN LOS SECTORES DE TRABAJO EL ESPACIAMIENTO DE REBARROS SE REDUCIRA A LA MITAD		
6.	TODOS LOS CAMBIOS QUE SE REALICE EN LA CONSTRUCCION DEBERA SER PREVIAMENTE CONSULTADOS CON EL INGENIERO CALCULISTA		
7.	LOS MATERIALES PIEDRAS UTILIZADOS, SU GRANULOMETRIA SERA LA ADECUADA PARA GARANTIZAR SU COMPACTACION Y RESISTENCIA		
8.	EL ACERO DE REFUERZO UTILIZADO, DEBE SER NUEVO LIBRE DE ESCAMAS DE OXIDO, ACEITES, CUALQUIER OTRO MATERIAL QUE IMPIDA SU ADECUADA ADHERENCIA, DEBE TENER GANCHO SIMBOCO, SEC. 21.1 CODIGO ACT		
9.	EL ACERO DE REFUERZO DEBE COMPROBARSE QUE SU RESISTENCIA Y DUCTILIDAD SEAN LAS SOLICITADAS Y CUMPLAN CON EL NUMERAL 3.3 DEL CODIGO ACT - 318-09P		

SELLOS

JORGE M. CEVALLOS CABRERA
INGENIERO CIVIL
MAGISTER EN ESTRUCTURAS SIMBO RESISTENTE
R.M. 1384 Av. BOLIVARIANA Y GUAL ACEO TEL. 2848349 - 2853362 - 088619780 - 087171280

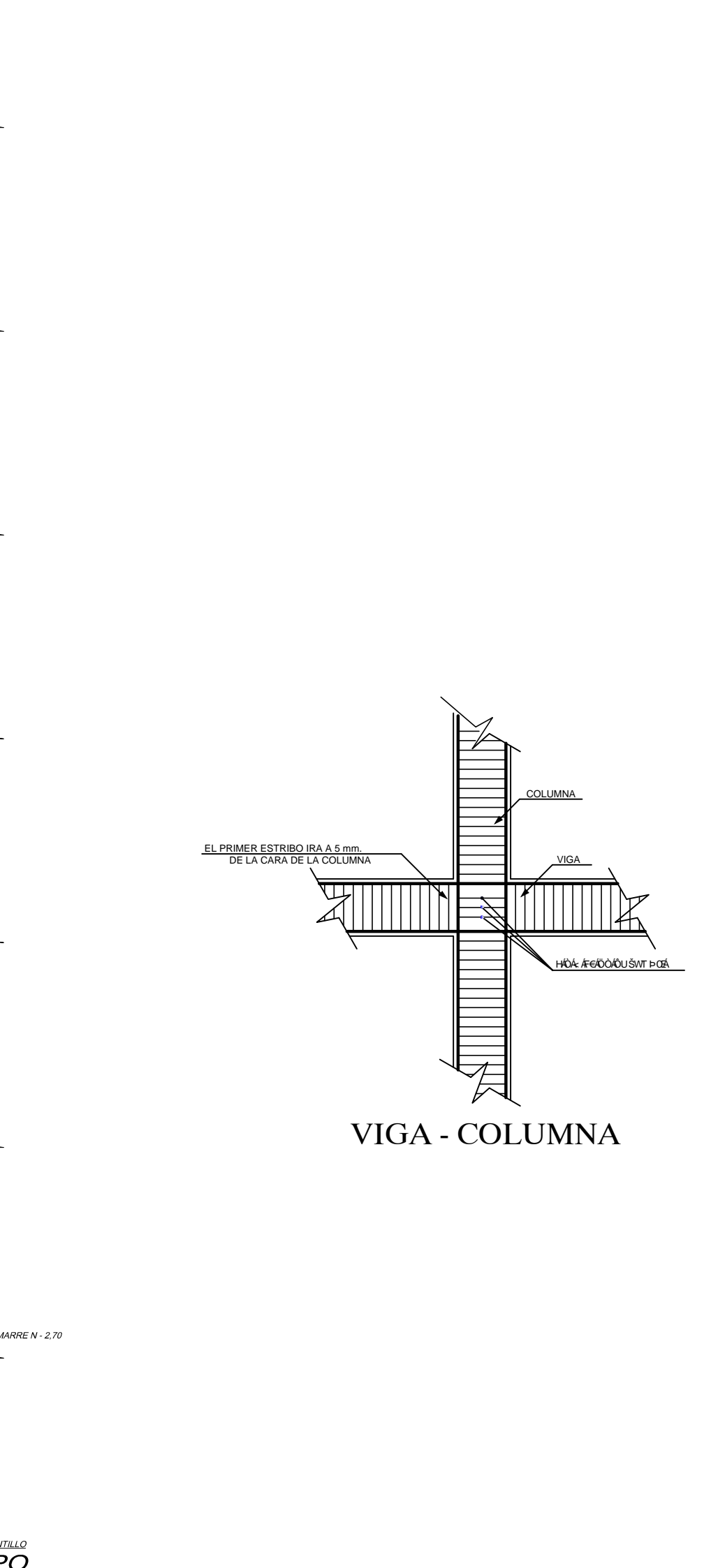
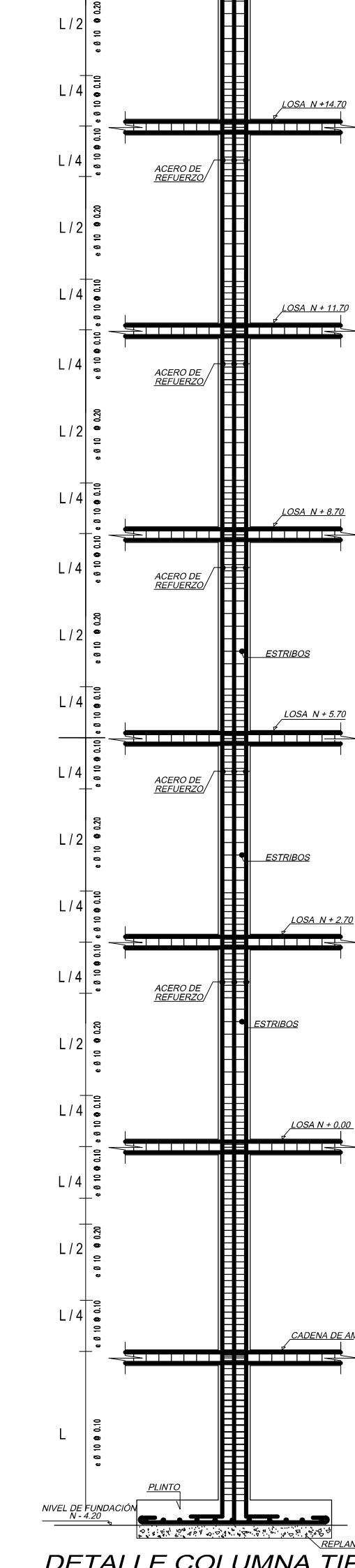
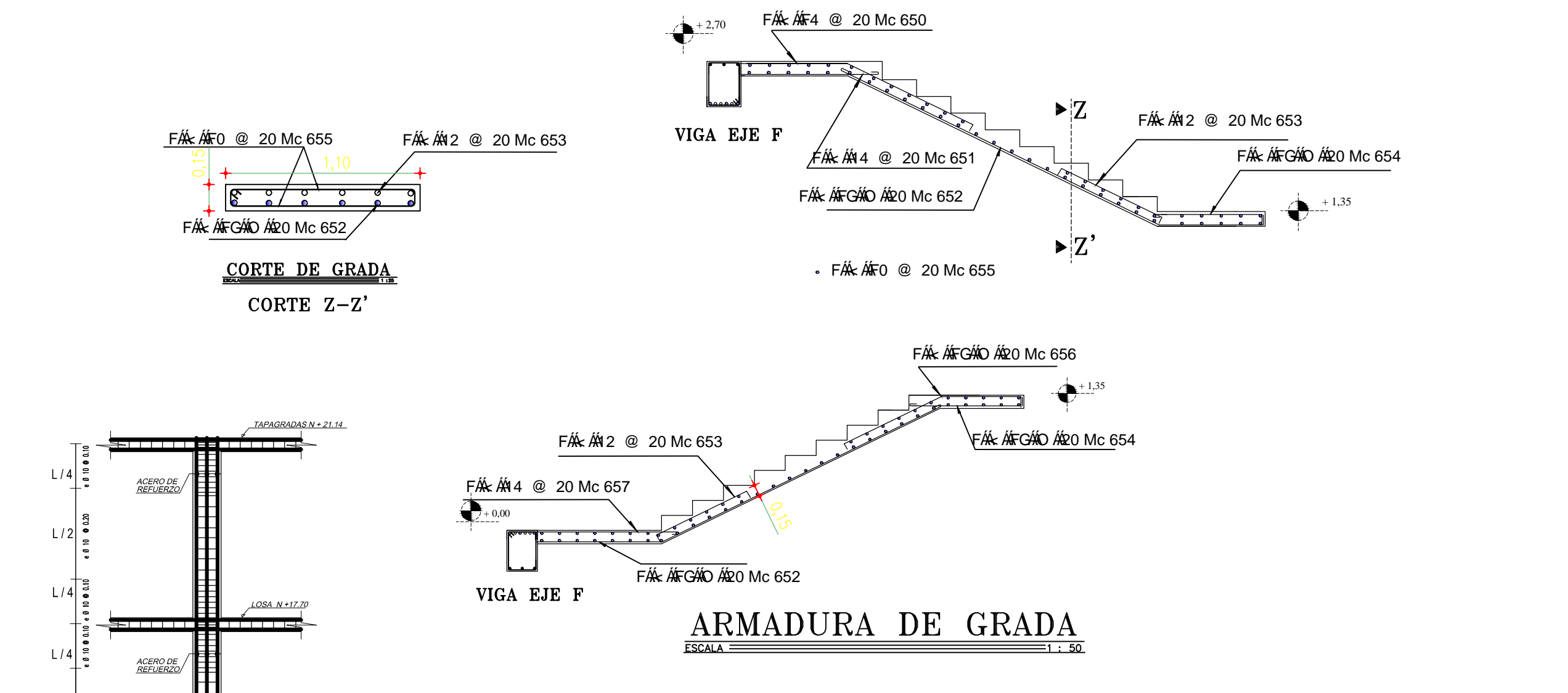
APARTAMENTOS MANHATTAN DEL SR ARQ. JOSE LUIS CRUZ

CONTIENE: LOSAS, VIGAS, DETALLES

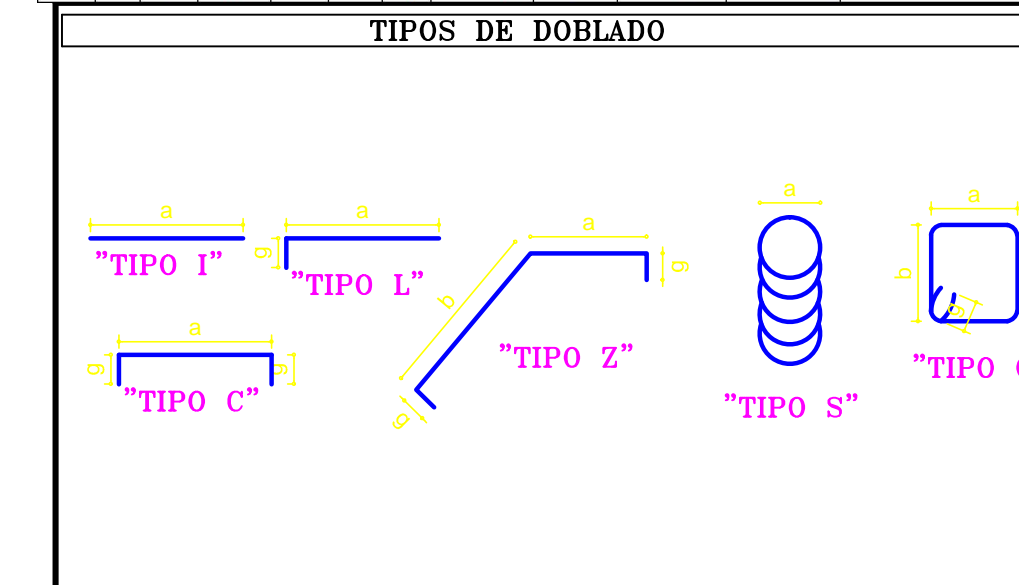
FECHA: OCTUBRE /2011	ESCALA: INDICADAS	LAMINA: E 6 / 7	CODIGO:
FRG Q'GUNT'VEWV'CN-	PROYECTO ARQUITECTONICO	PROPIETARIO:	DIBUJO:
ING. M.Sc. JORGE CEVALLOS C.	ARQ. JOSE LUIS CRUZ	ARQ. JOSE LUIS CRUZ	K.ANDRES GUIJARRO .R

CUADRO DE COLUMNAS

TIPO		RECTANGULAR	ESQUINERAS	PERIFERICAS	CENTRALES	TAPAGRADA	PERIFERICAS
UBICACION		A (3,4) B(4) C(4) K(3,4)	A(1,2) B(3) D(4) J(4) K(1,2)	B(1,2) C(1,3) D(1,3) E(1,4) F(1) G(1) H(1,4) I(1,4) J(1,3)	C(2) D(2) E(2,3) F(2) G(2) H(2,3) I(2,3)	F(3,4) G(3,4)	A(3',4')
COLUMNAS IGUALES N°		6	7	17	10	4	2
N. INFERIOR		+ 0,00	+ 17,70	+ 17,70	+ 17,70	+ 21,14	+ 0,00
N. SUPERIOR							
+ 21.14	ARM. LONG. ESTRIBOS					4 Ø 18 Mc 614 8 Ø 12 Mc 615 2E Ø10 Mc 612 Y 1E Ø10 Mc 613 @ 10 y 20	
+ 17.70	ARM. LONG. ESTRIBOS		4 Ø 20 Mc 606 8 Ø 14 Mc 607	4 Ø 20 Mc 606 8 Ø 14 Mc 607	4 Ø 20 Mc 606 8 Ø 14 Mc 607	4 Ø 20 Mc 606 8 Ø 14 Mc 607	
+ 14.70	ARM. LONG. ESTRIBOS		2E Ø10 Mc 610 Y 1E Ø10 Mc 611 @ 10 y 20	2E Ø10 Mc 610 Y 1E Ø10 Mc 611 @ 10 y 20	2E Ø10 Mc 610 Y 1E Ø10 Mc 611 @ 10 y 20	2E Ø10 Mc 610 Y 1E Ø10 Mc 611 @ 10 y 20	
+ 14.70	ARM. LONG. ESTRIBOS		4 Ø 20 Mc 606 8 Ø 18 Mc 605	4 Ø 20 Mc 606 8 Ø 18 Mc 605	4 Ø 20 Mc 606 8 Ø 18 Mc 605	4 Ø 20 Mc 606 8 Ø 18 Mc 605	
+ 11.70	ARM. LONG. ESTRIBOS		2E Ø10 Mc 610 Y 1E Ø10 Mc 611 @ 10 y 20	2E Ø10 Mc 610 Y 1E Ø10 Mc 611 @ 10 y 20	2E Ø10 Mc 610 Y 1E Ø10 Mc 611 @ 10 y 20	2E Ø10 Mc 610 Y 1E Ø10 Mc 611 @ 10 y 20	
+ 11.70	ARM. LONG. ESTRIBOS		4 Ø 20 Mc 606 8 Ø 18 Mc 605	4 Ø 20 Mc 606 8 Ø 18 Mc 605	4 Ø 20 Mc 606 8 Ø 18 Mc 605	4 Ø 20 Mc 606 8 Ø 18 Mc 605	
+ 8.70	ARM. LONG. ESTRIBOS		2E Ø10 Mc 608 Y 1E Ø10 Mc 609 @ 10 y 20	2E Ø10 Mc 608 Y 1E Ø10 Mc 609 @ 10 y 20	2E Ø10 Mc 608 Y 1E Ø10 Mc 609 @ 10 y 20	2E Ø10 Mc 608 Y 1E Ø10 Mc 609 @ 10 y 20	
+ 8.70	ARM. LONG. ESTRIBOS		4 Ø 22 Mc 604 8 Ø 18 Mc 605	4 Ø 22 Mc 604 8 Ø 18 Mc 605	4 Ø 22 Mc 604 8 Ø 18 Mc 605	4 Ø 22 Mc 604 8 Ø 18 Mc 605	
+ 5.70	ARM. LONG. ESTRIBOS		2E Ø10 Mc 608 Y 1E Ø10 Mc 609 @ 10 y 20	2E Ø10 Mc 608 Y 1E Ø10 Mc 609 @ 10 y 20	2E Ø10 Mc 608 Y 1E Ø10 Mc 609 @ 10 y 20	2E Ø10 Mc 608 Y 1E Ø10 Mc 609 @ 10 y 20	
+ 5.70	ARM. LONG. ESTRIBOS		4 Ø 22 Mc 604 8 Ø 18 Mc 605	4 Ø 22 Mc 604 8 Ø 18 Mc 605	4 Ø 22 Mc 604 8 Ø 18 Mc 605	4 Ø 22 Mc 604 8 Ø 18 Mc 605	
+ 2.70	ARM. LONG. ESTRIBOS		2E Ø10 Mc 602 Y 1E Ø10 Mc 603 @ 10 y 20	2E Ø10 Mc 602 Y 1E Ø10 Mc 603 @ 10 y 20	2E Ø10 Mc 602 Y 1E Ø10 Mc 603 @ 10 y 20	2E Ø10 Mc 602 Y 1E Ø10 Mc 603 @ 10 y 20	
+ 2.70	ARM. LONG. ESTRIBOS		4 Ø 22 Mc 604 8 Ø 18 Mc 605	4 Ø 22 Mc 604 8 Ø 18 Mc 605	4 Ø 22 Mc 604 8 Ø 18 Mc 605	4 Ø 22 Mc 604 8 Ø 18 Mc 605	
+ 0.00	ARM. LONG. ESTRIBOS	4 Ø 22 Mc 600 8 Ø 18 Mc 601	4 Ø 22 Mc 604 8 Ø 18 Mc 605	4 Ø 22 Mc 604 8 Ø 18 Mc 605	4 Ø 22 Mc 604 8 Ø 18 Mc 605	4 Ø 22 Mc 604 8 Ø 18 Mc 605	4 Ø 12 Mc 616 4 Ø 14 Mc 617 1E Ø10 Mc 618-619 @ 10 y 20
- 4.20	ARM. LONG. ESTRIBOS						



PLANILLA DE REFORZOS										
Mc	p	TIPO	DIMENSIONES			LONGITUD	NUMERO	LONGITUD TOTAL	PESO (Kg)	OBSERVACIONES
			a	b	c					
000	22	L	4.20			0.30	4.50	24	108.00	321.84
001	18	L	4.20			0.20	4.40	48	211.20	422.40
002	10	O	0.30	0.5		0.05	1.70	4255	7.235.20	4.485.92
003	10	O	0.50	0.5		0.05	2.10	2128	4.468.80	2.770.96
004	22	L	14.00			0.30	14.30	92	2.173.60	6.477.33
005	18	L	20.00			0.30	20.30	304	6.171.20	12.342.40
006	20	L	0.90			0.30	0.90	92	1.413.60	3.477.48
007	14	L	3.00			0.30	3.30	304	1.003.20	1.213.87
008	10	O	0.25	0.45		0.05	1.50	3420	5.130.00	3.180.60
009	10	O	0.45	0.45		0.05	1.40	1710	3.240.00	2.014.38
010	10	O	0.25	0.4		0.05	1.40	3420	4.788.00	2.988.36
011	10	O	0.40	0.4		0.05	1.70	1710	2.907.00	1.802.34
012	10	O	0.20	0.35		0.05	1.20	1956	2.347.20	1.455.26
013	10	O	0.35	0.35		0.05	1.50	978	1.467.00	920.54
014	18	L	3.50			0.30	3.80	16	60.80	121.60
015	12	L	3.50			0.30	3.80	32	121.60	198.24
016	12	L	4.20			0.30	4.50	8	36.00	32.04
017	14	L	4.20			0.30	4.50	8	36.00	43.96
018	10	O	0.25	0.25		0.05	1.10	72	79.20	49.10
019	10	O	0.23	0.23		0.04	1.00	72	72.00	44.64
020	14	Z	1.50	1.6		0.05	3.20	42	134.40	162.62
021	12	C	1.50			0.05	1.60	42	67.20	59.81
022	12	Z	3.50	1.6		0.05	5.10	84	428.40	341.26
023	12	C	1.60			0.05	1.70	84	142.80	127.09
024	12	C	1.50			0.05	1.60	84	134.40	119.62
025	10	I	1.10			1.10	784	882.40	534.89	
026	12	Z	1.50	1.6		0.05	3.20	42	134.40	119.62
027	14	C	1.60			0.05	1.70	42	71.40	66.39



RESUMEN DE REFORZOS				TRASLAPES		RECURSIVOS	
VARILLAS COMERCIALES				DIAMETRO	LONGITUD	ELEMENTO	
F/VARILLA (mts)	8 mm	10 mm	12 mm	14 mm	16 mm	20 mm	22 mm
6.00							
9.00							
12.00		2718	89	104	534	118	191
TOTAL KG		20215.60	947.67	1506.45	1286.40	3477.46	6799.11
TOTAL	4553.76	1008.32				4200	8400

RESUMEN DE HORMIGON		ESPECIFICACIONES TECNICAS	
ELEMENTO	m3	ELEMENTO	m3
H.S. COLUMNAS	223.20	GENERALIDADES - G.F. REG. Q.F. C.N.C.	
H.S. GRADA	21.40	ESTRUCTURA CUMPLE CON LAS NORMAS DEL CODIGO ACT-318-08 Y EL CEC 2005 LOS DETALLES QUE AQUI NO CONSTAN SE DEBERA REGIR POR LOS CODIGOS ENUNCIADOS	
		CV = 200 Kg/m2	CM = 440 Kg/m2
		ALVIANAMIENTOS: U	

- OBSERVACIONES**
- HORMIGON $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ A LOS 28 DIAS EN CILINDROS ESTANDAR
 - VARILLAS DE REFORZO CORRUGADO, CON UNA RESISTENCIA A LA FLUENCIA DE $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 - LOS NIVELES INDICADOS CORRESPONDEN A OBRA TERMINADA
 - ESFUERZO ADMISIBLE ASUMIDO DEL SUELO = 20.0 Ton/m^2 . ES NECESARIO CHEQUEAR POR CONSTRUCTOR
 - EN LOS SITIOS DE TRASLAPE EL ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS SE REDUCIRA A LA MITAD
 - TODO LOS CAMBIOS QUE SE REALICE EN LA CONSTRUCCION DEBERA SER PREVIAMENTE CONSULTADOS CON EL INGENIERO CALCULISTA
 - LOS MATERIALES PIEDRES UTILIZADOS, SU GRANULOMETRIA SERA LA ADECUADA PARA GARANTIZAR SU COMPACTACION Y RESISTENCIA. VER CEC 2005 Y C.F. VIG. Q.F. C.N.C.
 - EL ACERO DE REFORZO UTILIZADO, DEBE SER NUEVO LIBRE DE ESCAMAS DE OXIDO, ACEITES, CUALQUIER OTRO MATERIAL QUE IMPIDA SU ADECUADA ADHERENCIA, DEBE TENER GANCHO SIMCO, SEC. 21.1 CODIGO ACT
 - EL ACERO DE REFORZO DEBE COMPROBARSE QUE SU RESISTENCIA Y DUCTILIDAD SEAN LAS SOLICITADAS Y CUMPLAN CON EL NUMERAL 15.3 DEL CODIGO ACT - 318-09

JORGE CEVALLOS CABRERA
INGENIERO CIVIL
MAGISTER EN ESTRUCTURAS SISMO RESISTENTE
R.M. 1384 Av. BOLIVARIANA Y GUALACEO TEL. 2848349 - 2853362 - 086619780 - 087171280

APARTAMENTOS MANHATTAN DEL SR ARQ. JOSE LUIS CRUZ

CONTIENE: COLUMNAS, GRADAS, DETALLES

FECHA: OCTUBRE /2011	ESCALA: INDICADAS	LAMINA: E 7 / 7	CODIGO:
PROYECTO ARQUITECTONICO	PROPIETARIO:	DIBUJO:	K.ANDRES GUIJARRO R
ING. M.Sc. JORGE CEVALLOS C.	ARQ. JOSE LUIS CRUZ	ARQ. JOSE LUIS CRUZ	