

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO ESTRUCTURADO DE MANERA INDEPENDIENTE
PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

TEMA:

*“ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSA DE HORMIGÓN ARMADO
CON ELEMENTOS POSTENSADOS”.*

AUTOR:

Marco Vinicio Quilumba Billa

TUTOR:

Ing. M.Sc. Miguel Mora

AMBATO – ECUADOR

2015

APROBACIÓN DEL TUTOR

En calidad de tutor del trabajo de investigación sobre el tema: ***“ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSA DE HORMIGÓN ARMADO CON ELEMENTOS POSTENSADOS”***, del estudiante Marco Vinicio Quilumba Billa, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, considero que dicho informe investigativo personal e inédito, reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a la evaluación del jurado examinador designado por el H. Consejo.

Ambato, Abril del 2015.

TUTOR

.....
Ing. M.Sc. Miguel Mora

AUTORÍA DEL TRABAJO DE GRADO

Los criterios emitidos en el trabajo de investigación: ***“ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSA DE HORMIGÓN ARMADO CON ELEMENTOS POSTENSADOS”***, como también los contenidos, ideas, análisis, conclusiones y propuesta son de exclusiva responsabilidad de mi persona, como autor de este trabajo de grado, y a la vez los derechos son de mí autoría y de la Universidad Técnica de Ambato – Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Ambato, Abril del 2015

AUTOR

.....
Marco Vinicio Quilumba Billa

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Los miembros del Tribunal Examinador aprueban el informe de Investigación sobre el tema: ***“ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSA DE HORMIGÓN ARMADO CON ELEMENTOS POSTENSADOS”***, del estudiante: Marco Vinicio Quilumba Billa de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Ambato, Abril del 2015

Para constancia firman:

DEDICATORIA

Es mi deseo como sencillo gesto de agradecimiento, dedicarle mi humilde trabajo de investigación, primero a Dios.

El desarrollo y culminación de este proyecto va dedicado a mi adorada familia y mi hijo Alejandro Quilumba, quien ha sido desde el inicio el motivo principal para mi superación personal.

A mi abuelita Adelaida Canencia, quien me sigue cuidando y guiando desde el cielo en todo lo que realizo.

A mis padres Marcos Quilumba y Rosa Billa, por su lucha constante para ofrecernos lo mejor a mis hermanos y a mí; a mis abuelitos, mis tíos(as), que son columnas fundamentales de mi vida, velando por mi bienestar y mi educación.

A Aracelly Maroto que siempre me apoya incondicionalmente en los buenos y malos momentos.

A todas mis amistades quienes me apoyan mucho son sus ánimos y consejos.

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.

Este triunfo y todos los que están por venir, siempre irán dedicado a todos ustedes.

Marco Quilumba...

AGRADECIMIENTO

Mi agradecimiento, principalmente está dirigida al Dios Todopoderoso por haberme dado la existencia y permitido culminar con unas de mis grandes metas.

Mi agradecimiento formal a todos los señores CATEDRÁTICOS DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL, por haberme brindado y compartido, todos los conocimientos y experiencias profesionales durante mi permanencia como estudiante, y en especial al Ing. M.Sc. Miguel Mora por su guía y apoyo para la culminación del presente proyecto.

Mi gratitud muy profundamente a todo el personal administrativo, a todas 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.

Marco Quilumba...

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

A.- PAGINAS PRELIMINARES

<i>APROBACIÓN DEL TUTOR</i>	<i>II</i>
<i>AUTORÍA DEL TRABAJO DE GRADO</i>	<i>III</i>
<i>DEDICATORIA</i>	<i>V</i>
<i>AGRADECIMIENTO</i>	<i>VI</i>
<i>ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS</i>	<i>VII</i>
<i>ÍNDICE DE TABLAS</i>	<i>XV</i>
<i>ÍNDICE DE GRÁFICOS</i>	<i>XVIII</i>
<i>ÍNDICE DE IMAGENES</i>	<i>XVIII</i>
<i>ÍNDICE DE FIGURAS</i>	<i>XIX</i>
<i>RESUMEN EJECUTIVO</i>	<i>XXI</i>
<i>INTRODUCCIÓN</i>	<i>XXIII</i>

B.-TEXTO: INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA	- 2 -
1.1 TEMA DE INVESTIGACIÓN	- 2 -
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	- 2 -
1.2.1 CONTEXTUALIZACIÓN	- 2 -
1.2.2 ANÁLISIS CRÍTICO.....	- 3 -
1.2.3 LA PROGNOSIS	- 4 -
1.2.4 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	- 4 -
1.2.5 PREGUNTAS DIRECTRICES	- 5 -
1.2.6 DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA	- 5 -
1.2.6.1 DELIMITACIÓN ESPACIAL	- 5 -

1.2.6.2 DELIMITACIÓN TEMPORAL	- 5 -
1.2.6.3 DELIMITACIÓN CONTENIDO	- 5 -
1.3 JUSTIFICACION	- 5 -
1.4 OBJETIVOS	- 6 -
1.4.1 OBJETIVO GENERAL	- 6 -
1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	- 7 -
 CAPÍTULO II 	
MARCO TEÓRICO.....	- 8 -
2.1 ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS	- 8 -
2.2 FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA.....	- 8 -
2.2.1 PRE-ESFUERZO	- 9 -
2.3 FUNDAMENTACIÓN LEGAL.....	- 9 -
2.3.1 BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE (ACI 318-08).....	- 10 -
2.3.2 NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC 2011)	- 11 -
2.4 CATEGORÍAS FUNDAMENTALES	- 13 -
2.4.1 SUPRAORDINACIÓN DE VARIABLES.....	- 13 -
2.4.2 DEFINICIONES VARIABLE INDEPENDIENTE	- 13 -
2.4.2.1 INGENIERÍA CIVIL	- 13 -
2.4.2.2 INGENIERÍA ESTRUCTURAL.....	- 15 -
2.4.2.3 ESTRUCTURAS	- 16 -
2.4.2.4 ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSA DE HORMIGÓN ARMADO (POSTENSADA).....	- 18 -
2.4.3 DEFINICIONES VARIABLE DEPENDIENTE.....	- 26 -
2.4.3.1 EFICIENCIA EN LA INGENIERÍA CIVIL	- 26 -
2.4.3.2 MODELACIÓN EN PROGRAMA ESPECIALIZADO.....	- 26 -

2.4.3.3 SOLUCIÓN ESTRUCTURAL	- 29 -
2.4.3.4 ELEMENTOs POSTENSADOS	- 30 -
2.5 HIPÓTESIS	- 32 -
2.6 SEÑALAMIENTO DE LAS VARIABLES	- 32 -
2.6.1 VARIABLE INDEPENDIENTE:	- 32 -
2.6.2 VARIABLE DEPENDIENTE:	- 32 -
 CAPÍTULO III 	
METODOLOGÍA	- 33 -
3.1 ENFOQUE	- 33 -
3.2 MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN	- 33 -
3.2.1 DE CAMPO	- 33 -
3.2.2 BIBLIOGRÁFICA - DOCUMENTAL	- 33 -
3.2.3 EXPERIMENTAL	- 34 -
3.3 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN	- 34 -
3.3.1 NIVEL EXPLORATORIO	- 34 -
3.3.2 NIVEL DESCRIPTIVO	- 34 -
3.3.3 ASOCIACIÓN DE VARIABLES	- 35 -
3.4 POBLACIÓN Y MUESTRA	- 35 -
3.4.1 POBLACIÓN	- 35 -
3.4.2 MUESTRA	- 36 -
3.4.2.1 TIPO DE MUESTRA PERSONAL	- 36 -
3.5 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	- 37 -
3.5.1 VARIABLE INDEPENDIENTE:	- 37 -
3.5.2 VARIABLE DEPENDIENTE:	- 38 -
3.6 PLAN RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN	- 38 -
3.7 PLAN DE PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN	- 39 -

3.7.1 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN	- 39 -
3.7.2 ANALISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	- 40 -
CAPÍTULO IV	
ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	- 41 -
4.1 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LA ENCUESTA.....	- 41 -
4.2 VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS	- 48 -
CAPITULO V	
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	- 49 -
5.1 CONCLUSIONES	- 49 -
5.2 RECOMENDACIONES	- 50 -
CAPÍTULO VI	
LA PROPUESTA	- 51 -
6.1 DATOS INFORMATIVOS	- 51 -
6.1.1 TÍTULO	- 51 -
6.1.2 BENEFICIARIOS.....	- 51 -
6.1.3 UBICACIÓN	- 51 -
6.1.4 TIEMPO ESTIMADO PARA LA EJECUCIÓN	- 51 -
6.1.5 EQUIPO TÉCNICO RESPONSABLE.....	- 52 -
6.1.6 COSTO.....	- 52 -
6.2 ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA	- 52 -
6.3 JUSTIFICACIÓN	- 53 -
6.4 OBJETIVOS	- 53 -
6.4.1 OBJETIVO GENERAL	- 53 -
6.4.2 OBJETIVO ESPECÍFICOS	- 53 -
6.5 ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD	- 54 -
6.6 FUNDAMENTACIÓN	- 54 -

6.6.1 CIENTIFICA-TÉCNICA.....	- 54 -
6.6.2 INTRODUCCIÓN AL PREESFUERZO	- 55 -
6.6.2.1 DEFINICIÓN DE PREESFUERZO	- 55 -
6.6.2.2 HORMIGÓN PREESFORZADO	- 56 -
6.6.2.3 ESTRUCTURAS PRETENSADAS	- 59 -
6.6.2.4 ESTRUCTURAS POSTENSADAS	- 60 -
6.6.3 LOSAS POSTENSADAS.....	- 62 -
6.6.3.1 BASES PARA EL DISEÑO	- 63 -
6.6.3.2 TIPOLOGÍA DE LOSAS POSTENSADA	- 74 -
6.6.3.3 DISPOSICIONES TÍPICAS DE ARMADO DE TENDONES EN LAS LOSAS POSTENSADAS	- 79 -
6.6.3.4 ESPESOR DE LOSA.....	- 81 -
6.6.3.5 ARMADO EN ELEMENTOS IMPORTANTES DE LA LOSA - 84 -	
6.6.4 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES	- 86 -
6.6.4.1 MATERIALES	- 86 -
6.6.5 TECNOLOGIA Y EQUIPO	- 94 -
6.6.5.1 ARMADURA PASIVA INTERIOR	- 94 -
6.6.5.2 ARMADURA ACTIVA	- 94 -
6.6.5.3 ARMADURA PASIVA SUPERIOR.....	- 99 -
6.6.5.4 ESPECIFICACIONES DE TORONES COMERCIALES EN EL PAIS	- 99 -
6.6.5.5 ANCLAJES.....	- 101 -
6.6.5.6 CUÑAS	- 104 -
6.6.5.7 SEPARADORES O SILLETAS	- 105 -
6.6.5.8 VAINA O DUCTO	- 105 -
6.6.5.9 EQUIPOS.....	- 106 -

6.6.6 ENCOFRADO Y EJECUCIÓN EN OBRA DEL POSTENSADO ...	110 -
6.6.6.1 ENCOFRADO	110 -
6.6.6.2 MANEJO Y ALMACENAMIENTO	111 -
6.6.6.3 COLOCACIÓN DE MATERIALES.....	111 -
6.6.6.4 COLADO DEL HORMIGÓN Y CURADO	112 -
6.6.6.5 TENSADO DEL TORÓN	114 -
6.6.6.6 INYECTADO DE HORMIGÓN (LECHADA)	115 -
6.6.6.7 DESENCOFRADO.....	116 -
6.6.7 PUNTOS SINGULARES	116 -
6.6.7.1 ACERO DE REFUERZO	116 -
6.6.7.2 DISPOSICIÓN SISMICAS ADECUADA DE TABIQUES, COLUMNAS Y JUNTAS ESTRUCTURALES	118 -
6.6.7.3 PÉRDIDA DE POSTENSADO	122 -
6.6.7.4 CUANTIFICACIONES DE PESOS DE MATERIALES ..	123 -
6.6.7.5 DEFLEXIÓN MÁXIMA ADMISIBLE CALCULADA....	124 -
6.6.8 DEFINICIONES SISMICA DEL NEC-2015.....	124 -
6.6.8.1 ZONAS SÍSMICAS Y FACTOR DE ZONA Z	125 -
6.6.8.2 GEOLOGÍA LOCAL.....	126 -
6.6.8.3 ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO EN ACELERACIONES <i>S_a</i>	129 -
6.6.8.4 LÍMITES PERMISIBLES DE LAS DERIVAS DE LOS PISOS-	146 -
6.7 MODO OPERATIVO.....	147 -
6.7.1 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA POSTENSADA:.....	147 -

6.7.2 DATOS PRELIMINARES PARA EL EDIFICIO DE CINCO NIVELES	- 147 -
6.7.2.1 DATOS PARA MODELAR SEGÚN EL NEC-2015	- 147 -
6.7.2.2 DEFINICIÓN DE LA GEOMETRÍA.....	- 150 -
6.7.3 CUANTIFICACIÓN DE CARGAS:	- 156 -
6.7.3.1 CARGA MUERTA.....	- 156 -
6.7.3.2 CARGA VIVA (SOBRECARGA DE USO):.....	- 158 -
6.7.3.3 CARGA DE PARED:	- 159 -
6.7.4 PRE-DISEÑO DE LOSA.....	- 162 -
6.7.4.1 LOSA DE HORMIGÓN ARMADO:.....	- 162 -
6.7.4.2 LOSA CON ELEMENTOS POSTENSADOS:.....	- 168 -
6.7.5 PRE-DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	- 206 -
6.7.5.1 COLUMNAS	- 206 -
6.7.5.3 DISEÑO DE GRADAS	- 213 -
6.7.6 CARGAS DE SISMO (NEC-2015).....	- 218 -
6.7.6.1 CORTANTE BASAL	- 218 -
6.7.6.2 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS SÍSMICAS LATERALES.....	- 222 -
6.7.7 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA	- 223 -
6.7.7.1 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN ETABS	- 225 -
6.7.7.2 MODELACIÓN LOSA POSTENSADA	- 253 -
6.7.7.3 DISEÑO, LOSA POSTENSADA (<i>POST-TENSION</i>).....	- 269 -
6.7.8 CONCLUSIONES	- 272 -
6.7.9 RECOMENDACIONES	- 274 -
6.8 ADMINISTCION DE LA PROPUESTA	- 275 -
6.9 PREVISIÓN DE LA EVALUACIÓN	- 275 -

C. MATERIALES DE REFERENCIA.....	- 276 -
1.1 REFERENCIA.....	- 276 -
Bibliografía	- 276 -
1.2 ANEXOS	- 280 -
ANEXO A	- 281 -
ANEXO B	- 284 -
ANEXO C	- 286 -
ANEXO D	- 288 -
ANEXO E	- 296 -

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1. Propiedades de alambres sin revestimiento revelados de esfuerzos ...</i>	23 -
<i>Tabla 2. Población (Frecuencia)</i>	35 -
<i>Tabla 3. Población (Porcentaje).....</i>	36 -
<i>Tabla 4. Operacionalización de variables / Variable Independiente</i>	37 -
<i>Tabla 5. Operacionalización de variables / Variable Dependiente</i>	38 -
<i>Tabla 6. Plan recolección de la información.....</i>	39 -
<i>Tabla 7. Redistribución de momentos y máximos espaciamientos</i>	65 -
<i>Tabla 8. Clasificación según el tramo de losa.....</i>	76 -
<i>Tabla 9. Clasificación y coeficientes según el tipo de losa</i>	77 -
<i>Tabla 10. Disposición del armado activo (torones)</i>	80 -
<i>Tabla 11. Clasificación de cargas en la losa.....</i>	81 -
<i>Tabla 12. Relaciones Espesor / Luz propuesta por el Post Tensioning Institute (PTI)</i>	82 -
<i>Tabla 13. Relaciones Canto / Luz (Empresa CCL)</i>	83 -
<i>Tabla 14. Nomograma del CS (Concrete Society - Technical Report N° 25) ...</i>	83 -
<i>Tabla 15. Sección transversal y peso unitario de varillas de acero</i>	88 -
<i>Tabla 16. Relajación del torón debido a la temperatura.....</i>	97 -
<i>Tabla 17. Especificaciones de torones estándares</i>	100 -
<i>Tabla 18. Especificaciones del torón (DeAcero)</i>	100 -
<i>Tabla 19. Especificaciones del torón (Alambrec).....</i>	100 -
<i>Tabla 20. Estructura de tendones</i>	101 -
<i>Tabla 21. Anclajes pasivos</i>	102 -
<i>Tabla 22. Anclajes activos</i>	103 -
<i>Tabla 23. Anclajes internos o acopladores.....</i>	104 -
<i>Tabla 24. Cuñas de anclajes</i>	104 -
<i>Tabla 25. Separadores o silletas.....</i>	105 -
<i>Tabla 26. Configuración de columnas y muros</i>	119 -
<i>Tabla 27. Disposiciones de juntas</i>	120 -
<i>Tabla 28. Dimensiones y pesos del bloque</i>	123 -
<i>Tabla 29. Pesos unitarios de materiales de construcción</i>	123 -
<i>Tabla 30. Deflexión máxima admisible calculada.....</i>	124 -

Tabla 31. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	- 126 -
Tabla 32. Clasificación de los perfiles de suelos.....	- 127 -
Tabla 33. Tipo de suelo y factores de sitio F_a	- 128 -
Tabla 34. Tipo de suelo y factores de sitio F_d	- 128 -
Tabla 35. Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s	129 -
Tabla 36. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	- 133 -
Tabla 37. Configuraciones estructurales recomendables.....	- 134 -
Tabla 38. Configuraciones estructurales no recomendadas.....	- 134 -
Tabla 39. Coeficientes de irregularidad en planta.....	- 136 -
Tabla 40. Coeficientes de irregularidad en elevación.....	- 137 -
Tabla 41. Combinaciones de carga sísmica reactiva.....	- 138 -
Tabla 42. Coeficiente R para sistemas dúctiles.....	- 140 -
Tabla 43. Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.....	- 141 -
Tabla 44. Coeficiente del periodo de vibración.....	- 143 -
Tabla 45. Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso.....	146 -
Tabla 46. Propiedades Mecánicas del hormigón de alta resistencia.....	- 149 -
Tabla 47. Propiedades Mecánicas del acero estructural.....	- 150 -
Tabla 48. Carga muerta de losa bidireccional.....	- 156 -
Tabla 49. Carga muerta losa maciza.....	- 157 -
Tabla 50. Carga muerta solo de acabados.....	- 157 -
Tabla 51. Solicitaciones de cargas vivas.....	- 158 -
Tabla 52. Solicitaciones de cargas vivas.....	- 158 -
Tabla 53. Especificaciones de los materiales.....	- 159 -
Tabla 54. Pesos de los tipos de Pared.....	- 161 -
Tabla 55. Combinación de Carga Última $U_1=1,2CM+1,6CV$	- 169 -
Tabla 56. Resumen del Material Torón.....	- 174 -
Tabla 57. Momentos de las franjas.....	- 183 -
Tabla 58. Pérdidas en el postensado.....	- 190 -
Tabla 59. Coeficientes de fricción para tendones postensados.....	- 197 -
Tabla 60. Resumen de pérdidas instantáneas.....	- 199 -

Tabla 61. Resumen de pérdidas a largo plazo.....	- 200 -
Tabla 62. Tipos de mallas electrosoldadas Armex® Ultra	- 203 -
Tabla 63. Resumen de secciones de columnas.....	- 212 -
Tabla 64. Resumen de aceleraciones espectrales, sistema aporticado de hormigón armado (NEC-2015)	- 221 -
Tabla 65. Resumen de aceleraciones espectrales, sistema aporticado con vigas banda (NEC-2015)	- 221 -
Tabla 66. Resumen fuerzas sísmicas laterales del sistema aporticado de hormigón armado (NEC-2015)	- 222 -
Tabla 67. Resumen fuerzas sísmicas laterales del sistema aporticado de vigas-losa banda (NEC-2015)	- 223 -

ÍNDICE DE GRÁFICOS

<i>Gráfico 1. Supra ordinación de las variables</i>	- 13 -
<i>Gráfico 2. Opinión comparación en el diseño</i>	- 42 -
<i>Gráfico 3. Opinión tipos de losas</i>	- 43 -
<i>Gráfico 4. Opinión proceso de cálculo</i>	- 44 -
<i>Gráfico 5. Opinión losa económica</i>	- 45 -
<i>Gráfico 6. Opinión desempeño estructural en la losa</i>	- 46 -
<i>Gráfico 7. Opinión etapas y equipo de construcción</i>	- 47 -
<i>Gráfico 8. Altura de losa dependiendo de la carga y su luz</i>	- 82 -

ÍNDICE DE IMAGENES

<i>Imagen 1. Tensado de los cables después del fraguado</i>	- 30 -
<i>Imagen 2. Detallado y armado de un capitel de columna</i>	- 85 -
<i>Imagen 3. Detallado y armado de bandas de anclajes</i>	- 86 -
<i>Imagen 4. Encofrado tradicional para losas</i>	- 110 -
<i>Imagen 5. Protección de anclajes antes del hormigonado</i>	- 113 -
<i>Imagen 6. Ecuador, zona sísmica para propósitos de diseño y valores de Z.</i> -	125 -

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1. Tendones concentrados en dos direcciones</i>	18 -
<i>Figura 2. Tendones distribuidos en dos direcciones</i>	19 -
<i>Figura 3. Tendones concentrados en una dirección y distribuidos en otra</i>	20 -
<i>Figura 4. Distribución mixta de tendones</i>	20 -
<i>Figura 5. Elemento postensado</i>	21 -
<i>Figura 6. Estados de esfuerzos de la sección</i>	24 -
<i>Figura 7. Esfuerzos de secciones</i>	25 -
<i>Figura 8. Estructura pretensada</i>	59 -
<i>Figura 9. Estructura postensada</i>	60 -
<i>Figura 10. Estructura de losa postensada</i>	73 -
<i>Figura 11. Excentricidad del postensado</i>	74 -
<i>Figura 12. Tipología de losas postensadas</i>	75 -
<i>Figura 13. Módulo de elasticidad del acero de refuerzo</i>	87 -
<i>Figura 14. Esfuerzo de fluencia en aceros sin meseta de fluencia, según ASTM</i> ...	89 -
<i>Figura 15. Esfuerzo de fluencia en aceros según el (ACI 318-08, 2008)</i>	89 -
<i>Figura 16. Distribución de la deformación unitaria y deformación unitaria neta de tracción</i>	93 -
<i>Figura 17. Estructura de torones</i>	95 -
<i>Figura 18. Clases de torones</i>	96 -
<i>Figura 19. Relajación de los tendones</i>	97 -
<i>Figura 20. Anclajes multicordón activo</i>	103 -
<i>Figura 21. Vaina o ducto</i>	106 -
<i>Figura 22. Gato hidráulico monotorón</i>	107 -
<i>Figura 23. Gato hidráulico multitorón</i>	107 -
<i>Figura 24. Equipo, Inyectadora</i>	108 -
<i>Figura 25. Equipo, Insertadora de torones</i>	108 -
<i>Figura 26. Detalles de la armadura</i>	109 -
<i>Figura 27. Desplazamiento del centro de masa y centro de inercia</i>	119 -
<i>Figura 28. Configuración adecuada para reducir la fisuración</i>	121 -
<i>Figura 29. Configuración inadecuada que favorece la fisuración</i>	121 -

Figura 30. Configuración de torones adecuada para reducir la fisuración..	- 121 -
Figura 31. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones	- 130 -
Figura 32. Disposiciones de losa bidireccional	- 157 -
Figura 33. Esquema de pared Tipo 1	- 159 -
Figura 34. Esquema de pared tipo 2	- 160 -
Figura 35. Esquema de pared tipo 3	- 160 -
Figura 36. Tablero crítico de diseño	- 163 -
Figura 37. Propuesta de losa a sección maciza	- 165 -
Figura 38. Esquema de la viga T	- 165 -
Figura 39. Esquema de la sección equivalente	- 166 -
Figura 40. Franja de Diseño sentido (Y)	- 172 -
Figura 41. Carga permanente a ser balanceada	- 173 -
Figura 42. Trayectoria del Torón sentido Y	- 178 -
Figura 43. Nivel +7.74m del pórtico del Eje B	- 182 -
Figura 44. Franja de diseño sentido (X)	- 184 -
Figura 45. Carga balanceada viva.....	- 185 -
Figura 46. Trayectoria del Torón sentido X.....	- 187 -
Figura 47. Nivel +7.74m del pórtico del Eje 2	- 188 -
Figura 48. Diagrama de Interacción de la columna	- 207 -
Figura 49. Mosaico de cargas para prediseño de columnas (N+4.14m)	- 208 -
Figura 50. Planta de Grada	- 213 -
Figura 51. Tramo (1y3) de grada.....	- 214 -
Figura 52. Tramo (2) de grada	- 216 -
Figura 53. Espectro Sísmico Elástico	- 222 -

RESUMEN EJECUTIVO

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA

AUTOR: MARCO VINICIO QUILUMBA BILLA

TUTOR: Ing. M.Sc. Miguel Mora.

“ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSA DE HORMIGÓN ARMADO CON ELEMENTOS POSTENSADOS”.

El presente proyecto de investigación permite estudiar a las losas, dentro del capítulo de concreto preesforzado, aplicando las normas del ACI 318-08 (American Concrete Institute), para hormigón preesforzado y las Normas Ecuatorianas de Construcción (NEC-2015).

Se utilizaron fórmulas analíticas de hormigón armado para el predimensionamiento de los elementos estructurales como columnas y gradas. El tipo de losa se encuentra dentro del hormigón preesforzado.

La losa de hormigón con elementos postensados se fundamentó en una losa plana, es decir no se encuentra conformada por vigas; la losa está configurada bajo el criterio de un diafragma rígido, para su posterior modelado.

Las solicitaciones de carga permanente y viva, hacen referencia a las actualizaciones del código NEC-2015, las cuales se encuentra aprobadas y vigentes en el país desde el 10 de Enero bajo el nombre “*MIDUVI, Registro Oficial, Año II, Nro. 413*”

Se realizó, el cálculo del edificio *DAYALLE* de cinco pisos altos, con la utilización de un programa especializado para el cálculo de estructuras, cumpliendo con la filosofía de una estructura sismo-resistente. Posteriormente verificado el edificio,

el objeto de estudio y análisis es la losa del entrepiso $N+7.74$, la misma que se exportó a un programa especializado en elementos postensados, permitiendo el análisis, cálculo y diseño; dando como resultado una guía técnica de modelación y puedo concluir que son estructuras de un bajo peralte, altamente resistentes, con una metodología de diseño y construcción diferente al de una losa tradicional de hormigón armado.

Los programas especializados son esenciales en el campo de la Ingeniería, al igual que los materiales y sus propiedades. Dando como resultado la innovación y el desarrollo de nueva tecnología.

INTRODUCCIÓN

La investigación se realizó, para incursionar en la construcción de losas de hormigón armado con elementos postensadas en el Ecuador, con una geometría plana (losa maciza, sin vigas). Estas estructuras son de gran demanda en los países desarrollados, como en Norte América, Europa y Australia. Los países en vías de desarrollo están incursionando en el cálculo, diseño y construcción.

Estas estructuras se encuentran dentro del capítulo de Hormigón Preesforzado, su ejecución es por la técnica del Postensado. La fundamentación bibliográfica esta mayormente detallada en libros de origen Norteamericano y Británico.

El análisis y diseño de la losa de hormigón armado con elementos postensados, se fundamentó en la norma Americana ACI 318-08 (American Concrete Institute) y el código NEC-2015 (Normas Ecuatorianas de la Construcción). También se hace mención bibliográfica a libros especializados en el Hormigón Preesforzado.

El Hormigón Preesforzado es totalmente diferente al Hormigón Armado, en su cálculo, diseño y construcción; se mantienen bajo la misma filosofía estructural, dando equilibrio, estabilidad, resistencia, funcionalidad, economía, manteniendo y cumpliendo los requisitos de códigos y normas constructivas vigentes en el país. La técnica del postensado incluye un amplio conocimiento en resistencia de materiales, equipo, tecnología y procesos de construcción, garantizando el buen comportamiento estructural.

El estudio se fundamentó en investigaciones realizadas anteriormente, e indagando con criterio propio cada una de las variables planteadas en el problema, así en el presente trabajo se pretende realizar el análisis y diseño de la losa de hormigón armado con elementos postensados, del entrepiso $N+7.74m$, del edificio *Dayalee*, mediante un programa especializado”

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1 TEMA DE INVESTIGACIÓN

“ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSA DE HORMIGÓN ARMADO CON ELEMENTOS POSTENSADOS”

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

1.2.1 CONTEXTUALIZACIÓN

Ecuador está en pleno crecimiento, el sector constructor creció cerca del 4,5% en los últimos años; las estructuras en el país tienden a ser de mayor complejidad y a vencer mayor altura cada vez a lo anterior; dando como resultado que las losa de entrepiso tienden a ser de mayor área y a soportar una serie de solicitaciones debido a la presencia misma de la estructura, se ha visto necesario emplear elementos postensados, siendo estos más eficientes a la hora del cálculo y diseño.

Las losa postensada de hormigón armado son elementos estructurales cuyas dimensiones en planta son relativamente grandes en comparación con su peralte. Una losa postensada de hormigón armado es una plancha ancha y lisa, generalmente horizontal, con superficie superior o inferior paralelas o aproximadamente paralelas. La transferencia de cargas es desde el interior de una losa postensada hacia las columnas, se realiza de la siguiente manera: los tendones de vano trasladan las cargas a los tendones sobre las columnas y éstos a los apoyos. Pueden estar

soportadas por vigas de hormigón armado. (generalmente hormigonado monolíticamente con las vigas), por muros de albañilería o de hormigón, por una estructura metálica o directamente por el terreno.

Los criterios más usuales a la hora de realizar una clasificación de la losa postensada son: la forma de la losa, la disposición en planta de la armadura activa y el sistema de transmisión de cargas. Precizando estas tres características se obtiene una definición exacta de la estructura.

En la actualidad, el avance tecnológico nos ofrece las herramientas computacionales que ayudan a dar un mejor análisis y soluciones a los tantos problemas en el campo de la Ingeniería Civil, tal es el caso del programa *SAFE* son las siglas en inglés de “*Slab Analysis by the Finite Element Method*”, (*Análisis de Losa por el Método de los Elementos Finitos*). Con el cual se puede modelar, analizar y diseñar todo tipo de cimentaciones y losa de hormigón tradicional y especialmente en elementos postensados; los mismos que por la configuración de la estructura y las solicitaciones arquitectónicas pueden tener varias irregularidades.

El programa *SAFE*, ayuda a realizar tareas que anteriormente eran tediosas y voluminosas en cálculos, Los conceptos adquiridos en la vida universitaria se van configurando con el programa, es de fácil manejo ya que su entorno gráfico ayuda al ingeniero a seleccionar las opciones de manera rápida y a su vez su entorno es muy semejante a los programas, como son el *Sap2000* y *Etabs*, también vinculados al tema de cálculo y diseño de estructuras; ayudan mucho ya que el profesional se encuentra familiarizado con dichos programas; sin descuidar el punto de análisis del ingeniero quien tomará la última decisión para su posterior cálculo, diseño y construcción.

1.2.2 ANÁLISIS CRÍTICO

En el área de Ingeniería Civil, el postensado en losas es un sistema relativamente nuevo en nuestro medio. Debido al crecimiento del país en los últimos años, el sector constructor ha experimentado, nuevas formas y técnicas de construcción.

El comportamiento de las losa postensada, ha sido un tema de investigación desde sus principios, mientras más real sean los resultados obtenidos, (es decir, saber el verdadero comportamiento de las losa postensada), se está garantizando que la parte fundamental del postensado transmita las fuerzas a las vigas y columnas de la estructura y de esta manera no falle.

De igual manera, cuando se tiene los resultados del análisis se puede realizar un diseño acorde a la realidad que se presenta en la estructura. Es uno de los más utilizados en la actualidad para el diseño de losa postensada debido a su practicidad y mejor comportamiento estructural.

1.2.3 LA PROGNOSIS

Al no realizarse la evaluación y ejecución de este proyecto, las losas tradicionales de hormigón armado seguirán siendo muy robustas en sección, con una gran cantidad de acero, al vencer grandes luces y soportar las solicitaciones de carga, y por otro aspecto tendremos diseños muy costosos; encareciendo la obra civil y no dando una correcta solución estructural, a los diseños arquitectónicos contemporáneos.

Las estructuras postensadas son eficientes en la actualidad debido a su gran capacidad, de soportar cargas de servicio, las grandes luces a vencer, la estética y sobre todo da seguridad como toda estructura sismo resistente previamente diseñada. Las losas de hormigón armado con elementos postensados, es una solución estructural e innovadora en la construcción.

Las losas postensadas en la actualidad ya son rentables y competitivas ante las losas tradicionales de hormigón armado, de no llevar a cabo tal investigación no se podrá dar un alcance a los grandes países en desarrollo, tal es el caso de los Estados Unidos y Australia, donde ya hacen uso de los entrepisos postensados.

1.2.4 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Cuál es el comportamiento de la losa de hormigón armado con elementos postensado?

1.2.5 PREGUNTAS DIRECTRICES

¿El comportamiento de la losa de hormigón armado con elementos postensado se ha investigado muy poco?

¿El diseño de una losa de hormigón armado con elementos postensado se encuentra en libros de origen Americano y no en libros sudamericanos?

¿Son seguros los diseños, aplicando un programa especializado?

1.2.6 DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.6.1 DELIMITACIÓN ESPACIAL

El estudio del análisis y diseño de losa postensada se enfocará en una estructura del sector constructivo más común y de luces mayores a los 6m entre ejes y con mayor demanda; este tipo de investigación es bibliográfica, ya que la investigación se encuentran en libros de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, Libros de origen Norteamericanos e Internet.

Para la investigación de este proyecto, comprende el manejo de un programa especializado si fuese necesario.

1.2.6.2 DELIMITACIÓN TEMPORAL

La presente investigación se llevará a cabo en 6 meses calendarios.

1.2.6.3 DELIMITACIÓN CONTENIDO

Área: Ingeniería Estructural

Aspecto: Losa de hormigón armado postensada

Campo: Ingeniería Civil

1.3 JUSTIFICACION

Debido que en la actualidad existe un gran incremento de demanda de estructuras modernas con tendencia a la arquitectura actual, se ha visto necesario cada vez

vencer mayores luces e incrementan las solicitaciones de carga; dando como producto de todos estos factores, peraltes grandes en cuanto a losas.

Las losas tradicionales macizas o alivianadas ya sean unidireccionales o bidireccionales se han visto desventajadas ante grandes áreas a vencer y soportar las demandas de carga cada vez más solicitadas; en vista de que las estructuras se encuentran albergando a mayor número de personas; la losa de hormigón armado con elementos postensados, deberán ser lo más seguras, eficientes y rentables ya que constituyen una solución estructural, es así como nace la necesidad de investigar el comportamiento de este tipo de estructuras.

En la actualidad existe varios programas especializados en el diseño de elementos postensados y su aplicación es esencial, fundamental y está en crecimiento; debido a esto, se verificará los resultados obtenidos mediante la aplicación de fórmulas analíticas con los resultados de un programa especializado en dicho tema. Se procederá al uso de dicho programa para modelar, analizar, diseñar y verificar sus resultados, con los valores admisibles por los códigos (ACI 318-08, 2008) y (NEC-SE-DS-, 2015); garantizando un buen comportamiento estructural en la losa postensada.

El postensado es una de las nuevas tendencias de cálculo y construcción en la actualidad por los países desarrollados; hoy en día Ecuador está en vías de desarrollo a nivel general interno y una nueva tendencia de construcción sería acorde a los procesos de innovación y cambio.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar el análisis y diseño de la losa de hormigón armado con elementos postensados, usando un programa especializado, que garantice el buen comportamiento estructural.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Investigar los factores que intervienen en el comportamiento de una losa de hormigón armado con elementos postensados.
- Preparación de datos para la modelación de una losa postensada, mediante un programa especializado.
- Interpretar los resultados, provenientes del análisis que realiza el programa, referente a la losa de hormigón armado con elementos postensados.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

La necesidad de tener un manual que guíe la introducción de datos al modelar las losas de hormigón armado con elementos postensados y la manera de interpretar los resultados, es de vital importancia en la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato, en el área de hormigón preesforzado, ya que ayudará a realizar los cálculos de una manera más rápida y cubrir temas que antes no se cubrían por la premura de tiempo.

En la biblioteca de la Universidad Técnica De Ambato no se han encontrado tesis de grado con temas similares a la presente.

2.2 FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA

La investigación es crítica propositiva y es predominantemente cuantitativa, lo que permite una explicación científica, apoyada en información bibliográfica sobre el tema de Pre-tensado, esto ayudará a predecir qué pasará a futuro; permitiendo buscar posibles alternativas de solución a losas de grandes áreas.

Para entender mejor como funciona una losa postensada se va a definir lo que es el pre-esfuerzo en un elemento estructural. Una de las mejores definiciones sobre el hormigón preesforzado, es encuentra sustentado en bibliografías de los Estado Unidos y el Comité de Preesforzado del ACI (Montaño, 2006) que dice: *“El concreto preesforzado es un concreto en el cual se han introducido esfuerzos*

internos de tal magnitud y distribución, que los esfuerzos resultantes de las cargas externas dadas se equilibran hasta un grado deseado. En miembros de concreto reforzado se introduce, comúnmente, el preesfuerzo dando tensión al refuerzo de acero". (Construaprende, 2006)

2.2.1 PRE-ESFUERZO

Para el análisis del comportamiento de un elemento preesforzado existen los siguientes conceptos principales:

- El preesfuerzo transformará al hormigón en un elemento elástico.
- El hormigón preesforzado es una combinación de hormigón y acero similar al hormigón reforzado.
- El preesfuerzo introducido en un elemento estructural de hormigón logrará un balance de cargas.

En el desarrollo de este estudio se utilizará el postensado como pre-esfuerzo en las losas. El postensado es un tipo de pre-esfuerzo en el cual se tensan los tendones en el hormigón cuando este ya ha alcanzado una resistencia mínima, una vez tensados los tendones estos son anclados en un extremo del hormigón imprimiendo así en el elemento estructural las cargas internas requeridas. Estos tendones pueden transmitir esfuerzos al hormigón de dos formas:

- a) Los tendones adheridos, transmiten esfuerzos al hormigón a lo largo de su longitud por la adherencia.
- b) Cuando los tendones son no adheridos, transmiten los esfuerzos al hormigón una vez que estos son tensados y anclados en sus extremos.

2.3 FUNDAMENTACIÓN LEGAL

Para el ejemplo de diseño de esta losa postensada se adoptará la norma Americana del *ACI 318-08 (2008)*, para los fundamentos y parámetros de diseño ya que esta norma de diseño, junto con las diferentes otras normas afines, contienen toda la información necesaria para un diseño adecuado y completo. Otra razón por la se optó el *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08)*

(Requisitos De Reglamento Para Concreto Estructural), es la gran cantidad de bibliografía, basada en esta norma, que se puede encontrar para el diseño de este tipo de losas y por la falta de una normativa actualizada y adaptada a nuestro medio en este campo.

2.3.1 BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE (ACI 318-08)

Capítulo 18 - Concreto Preesforzado

18.1.1 - Las disposiciones del Capítulo 18 se deben aplicar a elementos preesforzados con alambre, torones o barras que cumplan con los requisitos para aceros de preesforzado de 3.5.5.

18.1 - Alcance.

18.2 - Generalidades.

18.3 - Suposiciones de diseño.

18.4 - Requisitos de funcionamiento - Elementos sometidos a flexión.

18.5 - Esfuerzos admisibles en el acero de preesforzado.

18.6 - Pérdidas de preesfuerzo.

18.7 - Resistencia a flexión.

18.8 - Límites del refuerzo en elementos sometidos a flexión.

18.9 - Refuerzo mínimo adherido.

18.10 Estructuras estáticamente indeterminadas.

18.11 - Elementos a compresión - Carga axial y flexión combinadas.

18.12 - Sistemas de losas.

18.13 Zona de anclaje de tendones postensados.

18.14 Diseño de las zonas de anclaje para tendones de un alambre o barras de 16 mm de diámetro.

18.15 - Diseño de las zonas de anclaje para tendones de varios torones.

18.16 - Protección contra la corrosión de tendones de preesforzado no adheridos.

- 18.17 Ductos para postensado.
- 18.18 - Mortero de inyección para tendones adheridos.
- 18.19 Protección del acero de preesforzado.
- 18.20 Aplicación y medición de la fuerza de preesfuerzo.
- 18.21 - Anclajes y conectores para postensado.
- 18.22- Postensado externo.

2.3.2 NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC 2011)

Capítulo 18 - Hormigón Pretensado

El capítulo 18 de la *NEC-2011* ha sido adoptado del “*Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón*”, editado por el INTI (*INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL*) en Julio 2005, mismo que resolvió adoptar la línea norteamericana representada por el (ACI 318-08, 2008) "*Building Code Requirements for Structural Concrete*", como base para el desarrollo del nuevo Reglamento Argentino para el proyecto, cálculo y ejecución de las estructuras de hormigón armado y pretensado.

Los capítulos y artículos a los que hace mención el texto y que no constan explícitamente en el capítulo 18 de la *NEC-2011*, hacen referencia a la normativa Argentina señalada en el párrafo previo.

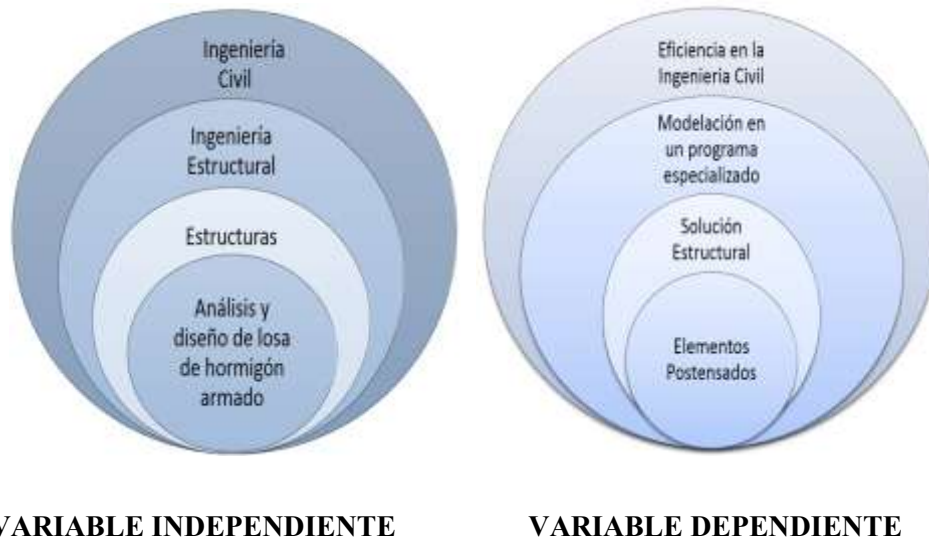
- 18.0. Simbología
- 18.1. Campo de validez
- 18.2. Requisitos generales
- 18.3. Hipótesis de diseño
- 18.4. Requisitos para las condiciones de servicio - elementos solicitados a flexión
- 18.5. Tensiones admisibles en el acero de pretensado
- 18.6. Pérdidas de pretensado
- 18.7. Resistencia a flexión
- 18.8. Límites para la armadura de los elementos solicitados a flexión

- 18.9. Armadura adherente mínima
- 18.10. Estructuras estáticamente indeterminadas
- 18.11. Elementos comprimidos. Combinación de cargas axiales y deflexión
- 18.12. Sistemas de losas
- 18.13. Zonas de anclaje de los cables postensados
 - 18.13.1. Zona de anclaje
 - 18.13.2. Zona local
 - 18.13.3. Zona general
 - 18.13.4. Resistencias nominales de los materiales
 - 18.13.5. Métodos de diseño
 - 18.13.6. Detalles de armado
- 18.14. Diseño de las zonas de anclaje para monocordones o cables de una única barra de 16 mm de diámetro o menores.
 - 18.14.1. Diseño de la zona local de anclaje
 - 18.14.2. Diseño de la zona general de anclaje para los cables de losas
- 18.15. Diseño de las zonas de anclaje para cables multicordón
 - 18.15.1. Diseño de la zona local
 - 18.15.2. Utilización de dispositivos especiales de anclaje
 - 18.15.3. Diseño de la zona general de anclaje
- 18.16. Protección contra la corrosión de los cordones no adherentes
- 18.17. Vainas para postensado
- 18.18. Inyección de lechada de cemento en vainas de estructuras de hormigón postensado con cables adherentes.
- 18.19. Protección del acero de pretensado
- 18.20. Aplicación y medición de la fuerza de tesado
- 18.21. Dispositivos de anclaje y acoplamiento para postensado
- 18.22. Postensado externo

2.4 CATEGORÍAS FUNDAMENTALES

2.4.1 SUPRAORDINACIÓN DE VARIABLES

Gráfico 1. Supra ordinación de las variables



VARIABLE INDEPENDIENTE

VARIABLE DEPENDIENTE

Elaborado por: Marco Quilumba

2.4.2 DEFINICIONES VARIABLE INDEPENDIENTE

2.4.2.1 INGENIERÍA CIVIL

La Ingeniería Civil es la disciplina que emplea conocimientos de cálculo, física, química, álgebra, mecánica, hidráulica para encargarse del diseño, construcción y mantenimiento de las Superestructuras e infraestructuras emplazadas en el entorno, incluyendo carreteras, ferrocarriles, puentes, canales, presas, puertos, aeropuertos, diques y otras construcciones relacionadas.

La ingeniería, mediante el uso de diversos modelos y técnicas, intenta solucionar distintos problemas y satisfacer varias necesidades de los seres humanos. Los profesionales en esta ciencia, que reciben el nombre de ingenieros, combinan el método científico con su creatividad para llevar a cabo sus proyectos.

La especialidad de la ingeniería que se encarga de la creación de infraestructuras, obras de transporte y emprendimiento hidráulicos se denomina Ingeniería Civil. Por lo general se ocupa de las obras públicas y de desarrollos de gran envergadura.

Además de las tareas de construcción, la Ingeniería Civil se involucra en la inspección, el examen y la preservación de aquello que se construyó. De esta forma, busca colaborar en la protección del medio ambiente y en la prevención de accidentes vinculados a la infraestructura que deriva de las obras de ingeniería.

La Ingeniería Civil siempre ha sido un sistema más, de desarrollo científico y tecnológico de la sociedad actual, constituye el vínculo entre las ciencias, que crean o incorporan conocimiento científico general, y las técnicas, de modo que el sector productivo pueda adecuarlo en forma precisa, como innovación o progreso, en la producción de bienes y servicios. Se basa en un conjunto de conocimientos técnicos y sistemáticos propios, que caracterizan y guían su práctica; está orientada al servicio de la sociedad por sobre el interés o conveniencia de los individuos, y presta sus servicios en forma autónoma.

El Ingeniero Civil estará preparado para ejercer funciones de calculista-diseñador, constructor, fiscalizador, planificador, director de proyecto, consultor de proyecto, en, Ministerios del Estado Ecuatoriano, Organismos Internacionales, Municipios, Consejos Provinciales, Fuerzas Armadas; en empresas constructoras públicas y privadas, civiles y militares, empresas de fiscalización, empresas consultoras y ejercer el libre ejercicio profesional con o sin relación de dependencia. (www.espe.edu.ec, 2007).

El profesional graduado en la Carrera de Ingeniería Civil estará en capacidad de crear, diseñar y calcular sistemas estructurales seguros, económicos y durables; construir y dirigir las obras civiles y las edificaciones que el país requiere para el desarrollo y bienestar de la comunidad con respeto al medio ambiente.

Desarrollar y gestionar la integración de las regiones a través de vías de comunicación terrestre, aérea o marítima, así como hacer competitiva la movilización de personas o productos con respeto al medio ambiente.

Diseñar obras hidráulicas de calidad, técnica y respetando al medio ambiente, que garanticen la salud de las regiones y el bienestar de las comunidades.

Valorar el uso eficiente de los recursos económicos y financieros, incluidas las alternativas tecnológicas y los impactos sobre el entorno; relacionar las variables que permiten prospectar escenarios y hacer factibles las obras civiles. (www.uta.edu.ec, 2009)

2.4.2.2 INGENIERÍA ESTRUCTURAL

La Ingeniería Estructural es una rama clásica de la Ingeniería Civil que se ocupa del diseño y cálculo de la parte estructural en las edificaciones y demás obras. Su finalidad es la de conseguir estructuras funcionales que resulten adecuadas desde el punto de vista de la resistencia de materiales. En un sentido práctico, la ingeniería estructural es la aplicación de la mecánica de medios continuos para el diseño de elementos y sistemas estructurales tales como edificios, puentes, muros (incluyendo muros de contención), presas, túneles, etc.

Los ingenieros estructurales se aseguran que sus diseños satisfagan un estándar para alcanzar objetivos establecidos de seguridad (por ejemplo, que la estructura no se derrumbe sin dar ningún aviso previo) o de nivel de servicio (por ejemplo, que la vibración en un edificio no moleste a sus ocupantes). Adicionalmente, son responsables por hacer uso eficiente del dinero y materiales necesarios para obtener estos objetivos. Algunos ejemplos simples de ingeniería estructural lo constituyen las vigas rectas simples, las columnas o pisos de edificios nuevos, incluyendo el cálculo de cargas (o fuerzas) en cada miembro y la capacidad de varios materiales de construcción tales como acero, madera u hormigón. Ejemplos más elaborados de ingeniería estructural lo constituyen estructuras más complejas, tales como puentes o edificios de varios pisos incluyendo rascacielos. (Fundación, 2003)

La ingeniería estructural se encarga de estimar la resistencia máxima de elementos sometidos a cargas variables, cargas permanentes y cargas eventuales (sismos, vientos, nieve, etc.) lo que ha generado a su vez varias subdisciplinas: ingeniería sísmica, ingeniería del viento... El objetivo es crear una estructura segura dentro de unos costos óptimos y que cumpla con su cometido.

Ingeniería estructural es la aplicación de los conocimientos de la Mecánica, ciencia que estudia las fuerzas y sus efectos, al arte de diseñar estructuras. El ingeniero estructural se encarga del arreglo y dimensionamiento de las estructuras y sus partes, de tal manera que soporten satisfactoriamente las cargas colocadas sobre ellas. Pueden servir de ayuda a otros ingenieros en proyectos especiales.

El ingeniero por medio de los conocimientos, físicos y matemáticos, crea modelos, a los que aplica ecuaciones y puede por lo tanto planear, conocer y rectificar una estructura antes de ser construida. (Antioquia, 2010)

2.4.2.3 ESTRUCTURAS

Es el conjunto de elementos resistentes, convenientemente vinculados entre sí, que accionan y reaccionan bajo los efectos de las cargas. Su finalidad es resistir y transmitir las cargas del edificio a los apoyos manteniendo el espacio arquitectónico, sin sufrir deformaciones incompatibles.

Exigencias básicas de las Estructuras:

Los requisitos o exigencias básicas que una estructura debe cumplir son:

2.4.2.3.1 EQUILIBRIO

Se identifica con la garantía de que el edificio no se moverá. Tienen cierto grado de movimiento, pero comparado a las dimensiones del edificio los desplazamientos de este edificio son tan pequeños que a simple vista parece inmóvil y sin deformación alguna. Un cuerpo no se mueve en una sola dirección, si se aplican otras fuerzas de igual magnitud y dirección aplicada en sentido contrario lo anulan. Cuando esto sucede se dice que el cuerpo está en equilibrio.

2.4.2.3.2 ESTABILIDAD

Se relaciona con el peligro de movimiento inaceptable del edificio en su totalidad. Debe estar bien equilibrado. Cuando un viento huracanado actúa sobre un edificio alto y éste no se halla adecuadamente arraigado en la tierra o equilibrado por su propio peso, puede volcarse sin desintegrarse. El edificio es inestable desde el punto de vista rotatorio, éste peligro existe también cuando un edificio no está bien

equilibrado y apoya sobre un suelo de resistencia no uniforme. Un edificio construido sobre la ladera de una colina empinada puede mostrar una tendencia a deslizarse hacia abajo por acción de su propio peso. Todos estos casos de inestabilidad se relacionan con el suelo y con los cimientos del edificio.

2.4.2.3.3 RESISTENCIA

Se relaciona con la integridad de la estructura y de cada una de sus partes, sometidas a cualquiera y todas las cargas posibles. Para ello se elige primero el sistema estructural y se establecen las cargas que actuarán sobre él y se compara con el tipo y magnitud de las tensiones que el material puede resistir sin peligro. Se usan coeficientes de seguridad de magnitud diversa para tener en cuenta las incertidumbres en cuanto a condiciones de carga y propiedades de los materiales. El proyectista debe verificar la resistencia ante distintas condiciones de carga a fin de obtener la peor configuración de tensiones en puntos significativos de la estructura.

2.4.2.3.4 FUNCIONALIDAD

Se tendrá en cuenta si se cumplen las condiciones funcionales del edificio ya que éstas son previas al diseño de la obra y por lo tanto la estructura deberá facilitar, o por lo menos no interferir, el buen funcionamiento arquitectónico y estructural. La excesiva flexibilidad de una estructura puede menoscabar su funcionalidad si las deformaciones debidas a las cargas estáticas tornan difícil o incómodo el movimiento de las personas sobre aquella.

2.4.2.3.5 ECONOMÍA

El carácter utilitario de la estructura es tan fundamental que la economía influye sobre los sistemas estructurales de edificios no utilitarios. El costo de la estructura no alcanza por lo común al 20-30% del costo total del edificio. Por lo tanto, aún una disminución sustancial en la estructura rara vez representa una economía superior a un pequeño porcentaje del costo total. Los dos factores más importantes en el costo de una estructura son los materiales y la mano de obra. A este respecto, hoy encontramos en el mundo dos tipos básicos de economía. En la primera, es usual en los países industriales más avanzados, el costo de los materiales es relativamente

bajo y el de la mano de obra es relativamente alto. En los países menos desarrollados, esta relación se invierte. (Scribd, 2013)

2.4.2.4 ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSA DE HORMIGÓN ARMADO (POSTENSADA)

2.4.2.4.1 TIPOLOGÍA SEGÚN LA DISPOSICIÓN DE TENDONES EN PLANTA

La transferencia de cargas desde el interior de una losa hacia las columnas, se realiza de la siguiente manera: los tendones de vano trasladan las cargas a los tendones sobre las columnas y éstos a los apoyos.

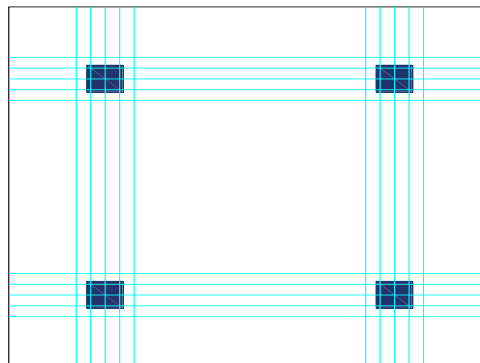
A partir de este concepto se plantean 4 soluciones para la disposición en planta de los tendones.

- a) Concentrados en dos direcciones.
- b) Distribuidos en dos direcciones.
- c) Concentrados en una dirección y distribuidos en la otra.
- d) Disposiciones mixtas.

2.4.2.4.1.1 CONCENTRADOS EN DOS DIRECCIONES

Todos los tendones se concentran sobre las columnas según dos direcciones como se observa en la *Fig. 1*.

Figura 1. Tendones concentrados en dos direcciones



Elaborado por: Marco Quilumba

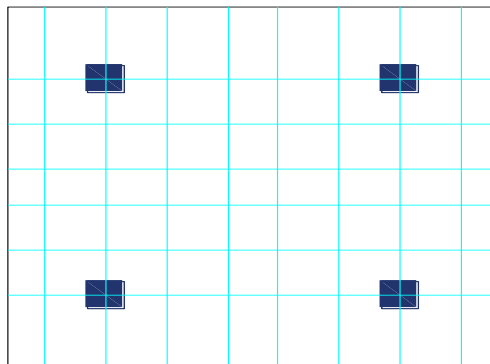
La ventaja más clara que presenta esta solución es el total aprovechamiento de la armadura activa frente a esfuerzos de punzonamiento además de una relativa facilidad de montaje. No obstante, esta disposición obliga a disponer de una gran cantidad de armadura pasiva para transmitir las cargas desde el centro de vano hasta las columnas.

2.4.2.4.1.2 DISTRIBUIDOS EN DOS DIRECCIONES

Esta alternativa es muy eficiente estructuralmente (deformaciones menores) pero conlleva una gran desventaja constructiva, ya que se deben trenzar los tendones para formar una especie de canasta (*Fig. 2*), comenzando por el grupo que está por debajo de todos los demás, lo que implica una mayor dificultad de montaje.

Además con esta distribución de tendones no se aprovechan los beneficios frente a esfuerzos de punzonamiento.

Figura 2. Tendones distribuidos en dos direcciones

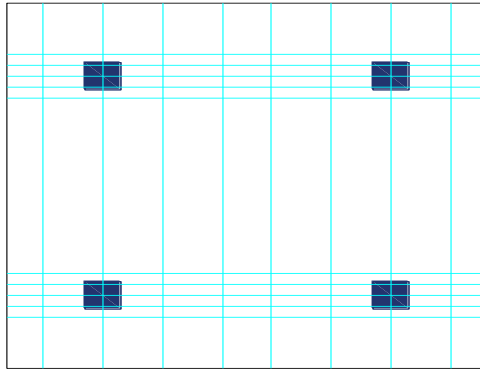


Elaborado por: Marco Quilumba

2.4.2.4.1.3 CONCENTRADOS EN UNA DIRECCIÓN Y DISTRIBUIDOS EN LA OTRA

Esta opción reúne las virtudes de las dos soluciones citadas anteriormente. Por un lado se eliminan todas las interferencias entre tendones sobre las columnas, salvo un grupo de los distribuidos (*Fig. 3*), y por otra se sigue aprovechando el beneficio que aportan los tendones de armadura activa frente a esfuerzos de punzonamiento.

Figura 3. Tendones concentrados en una dirección y distribuidos en otra



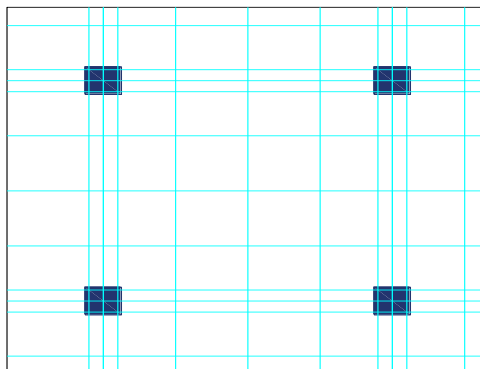
Elaborado por: Marco Quilumba

Como consecuencia importante de esta distribución se encuentra la potenciación del comportamiento unidireccional en pre rotura, no obstante, no se observan diferencias respecto otras disposiciones bajo cargas de servicio. Por todo ellos esta opción se ha convertido en la más utilizada. Además en losas planas con distribución irregular de columnas, es la mejor manera de visualizar que toda la carga de la losa se transfiera a las columnas.

2.4.2.4.1.4 DISPOSICIONES MIXTAS

Esta disposición consiste en concentrar la mitad de los tendones sobre columnas y distribuir los restantes uniformemente. Esto se puede hacer en una o dos direcciones. La opción más usual es optar por esta distribución en una dirección, y combinarla con tendones concentrado en la otra. Se intenta conjugar la facilidad constructiva con la eficiencia estructural sin que por ello la resistencia a punzonamiento se vea mermada.

Figura 4. Distribución mixta de tendones

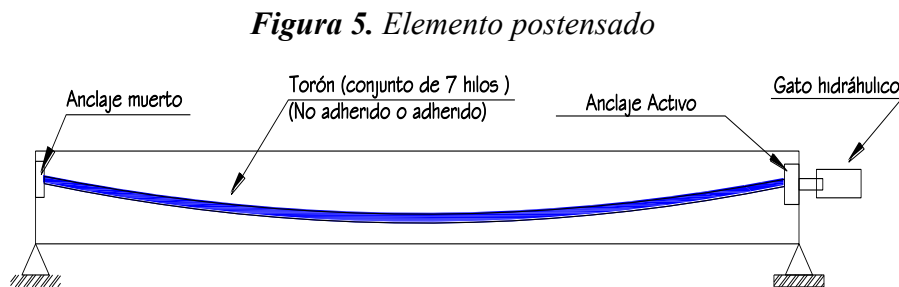


Elaborado por: Marco Quilumba

2.4.2.4.2 ELEMENTOS POSTENSADOS

Contrario al pretensado el postensado es un método de preesforzado, en el cual el tendón que va dentro de unos conductos es tensado después de que el concreto ha fraguado. Así el preesfuerzo es casi siempre ejecutado externamente contra el concreto endurecido, y los tendones se anclan contra el concreto inmediatamente después del preesforzado. Este método puede aplicarse tanto para elementos prefabricado como colocados en sitio.

Generalmente se colocan en los moldes de la viga conductos huecos que contienen a los tendones no esforzados, y que siguen el perfil deseado, antes de vaciar el concreto, como se ilustra en la *Fig.5*.



Elaborado por: Marco Quilumba

2.4.2.4.2.1 CARACTERÍSTICAS

Piezas prefabricadas o colocadas en sitio.

1. Se aplica el preesfuerzo después del colocado.
2. El anclaje requiere de dispositivos mecánicos.
3. La acción del preesfuerzo es externa.
4. La trayectoria de los cables pueden ser recta o curva.
5. La pieza permite continuidad en los apoyos (elemento hiperestático).

2.4.2.4.2.2 ELEMENTOS PRE-POSTENSADOS

Hay ocasiones en que se desean aprovechar las ventajas de los elementos pretensados, pero no existe suficiente capacidad en las mesas de colado para sostener el total del preesfuerzo requerido por el diseño del elemento: en otras, por las características particulares de la obra, resulta conveniente aplicar una parte del

preesfuerzo durante alguna etapa posterior a la fabricación. Al menos ante estas dos situaciones es posible dejar ahogado ductos en el elemento pretensado, para un postensado después, ya sea en la planta, a pie de la obra o montado en el sitio.

2.4.2.4.2.3 ACERO DE REFUERZO

El uso de acero de refuerzo ordinario es común en elementos de concreto preesforzado. Este acero es muy útil para.

- a) Aumentar ductilidad
- b) Aumentar resistencia
- c) Resistir esfuerzos de tensión y compresión
- d) Resistir cortante
- e) Resistir torsión
- f) Restringir agrietamiento
- g) Reducir deformaciones a largo plazo
- h) Confinar el concreto

El acero de refuerzo suplementario convencional (varillas de acero) se usa comúnmente en la región de altos esfuerzos locales de compresión en los anclajes de vigas o losas postensadas. Tanto para miembros postensados como pretensados es usual proveerlos de varillas de acero longitudinal para controlar las grietas de contracción y temperatura. Finalmente, a menudo es conveniente incrementar la resistencia a la flexión de vigas o losas presforzadas empleando varillas de refuerzo longitudinales suplementarias.

2.4.2.4.2.3.1 GRADOS DE ACEROS

El acero de refuerzo de grado de 40 y 60 ksi (2800 y 4200 kg/cm²), son usados en la construcción de traveses de cajón de concreto.

Aun cuando el refuerzo de grado 60 tiene mayor rendimiento y resistencia última que el de grado 40, el módulo de elasticidad de acero es el mismo y aumentar los esfuerzos de trabajo también aumenta el número total de grietas en el concreto. A fin de superar este problema. Los puentes generalmente tienen separaciones

menores entre barras. El refuerzo de grado 60 no es tan dúctil como el de grado 40 y es más difícil doblar.

2.4.2.4.2.3.2 ACERO DE PREESFUERZO

Existen tres formas comunes en las cuales se emplea el acero como tendones en concreto preesforzado: alambre redondos estirados en frío, torón y varillas de acero de aleación. Los alambres y los cables trenzados tienen una resistencia a la tensión de más o menos 18600 Kg/cm², en tanto que la resistencia de las varillas de aleación está entre los 10200 y 11250 Kg/cm², dependiendo de grado. En México casi no se usan las varillas de acero para el preesfuerzo.

2.4.2.4.2.3.3 ALAMBRE REDONDO

Los alambres individuales se fabrican laminado, lingotes caliente de acero hasta obtener varillas redondas. Después del enfriamiento, las varillas se pasan a través de troqueles para reducir su diámetro hasta su tamaño requerido. En el proceso de esta operación de estirado, se ejecuta el trabajo en frío sobre el acero, lo cual modifica notablemente sus propiedades mecánicas e incrementa su resistencia. A los alambres se les libera de esfuerzos después de estirado en frío mediante un tratamiento continuo de calentamiento hasta obtener las propiedades mecánicas prescritas. Los alambres se consiguen en cuatro diámetros tal como se muestra en la *tabla 1*.

Tabla 1. *Propiedades de alambres sin revestimiento revelados de esfuerzos*

Diámetro nominal		Mínima resistencia de Tensión				Mínimo esfuerzo para una elongación de 1%			
Ø		Tipo BA		Tipo WA		Tipo BA		Tipo WA	
Pulg.	mm.	Lb/pulg ²	Kg/cm ²	Lb/pulg ²	Kg/cm ²	Lb/pulg ²	Kg/cm ²	Lb/pulg ²	Kg/cm ²
0.192	4.88	240,000	16,880	250,000	17,590	192,000	13,510	200,000	14,070
0.196	4.98	240,000	16,880	250,000	17,590	192,000	13,510	200,000	14,070
0.250	6.35	240,000	16,880	240,000	16,880	192,000	13,510	192,000	14,070
0.276	7.01	240,000	16,880	235,000	16,880	192,000	13,510	182,000	14,070

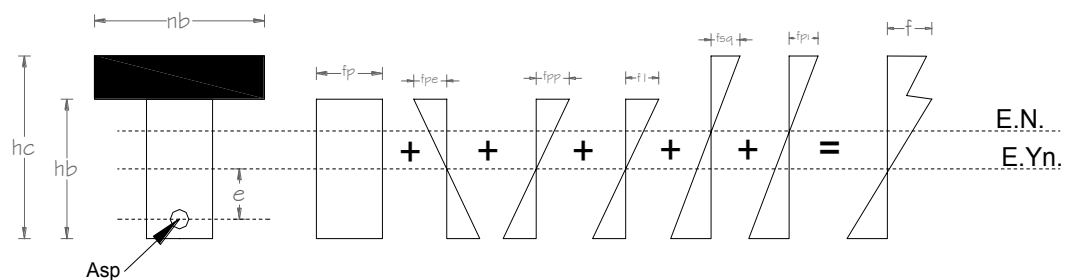
Elaborado por: Marco Quilumba

Los tendones están compuestos normalmente por grupos de alambres, dependiendo el número de alambres de cada grupo del sistema particular usado y de la magnitud de la fuerza pretensora requerida. Los tendones para prefabricados postensados típicos pueden consistir de 8 a 52 alambres individuales. Se pueden emplear tendones múltiples, cada uno de ellos compuesto de grupos de alambres para cumplir con los requisitos. (Espinoza, Apuntes Concreto Preesforzado, 2005)

2.4.2.4.2.4 ESTADO DE ESFUERZOS

En cada una de las etapas por las que pasa un elemento preesforzado, deben revisarse los esfuerzos que actúan en el elemento (Fig. 6). La siguiente explicación engloba las distintas acciones y las características geométricas de la sección en las distintas etapas. El esfuerzo en cada fibra de la sección (f), de la viga tanto en la etapa simple como en la etapa compuesta, está dado por:

Figura 6. Estados de esfuerzos de la sección



Fuente: (Antioquia, 2010)

$$f = \frac{P}{A_{ss}} \pm \frac{Pe * Y_{ss}}{I_{ss}} \pm \frac{M_{pp} * Y_{ss}}{I_{ss}} \pm \frac{M_f * Y_{ss}}{I_{ss}} \pm \frac{M_{cm} * Y_{sc}}{I_{sc}} \pm \frac{M_{cv} * Y_{sc}}{I_{sc}}$$

Dónde las secciones están dadas por:

P = fuerza de preesfuerzo efectiva

E = excentricidad del preesfuerzo

M_{pp} = momento por peso propio

M_f = momento debido al firme

M_{cm} = momento debido a la sobrecarga muerta

M_{cv} = momento debido a la carga viva y las propiedades geométricas son

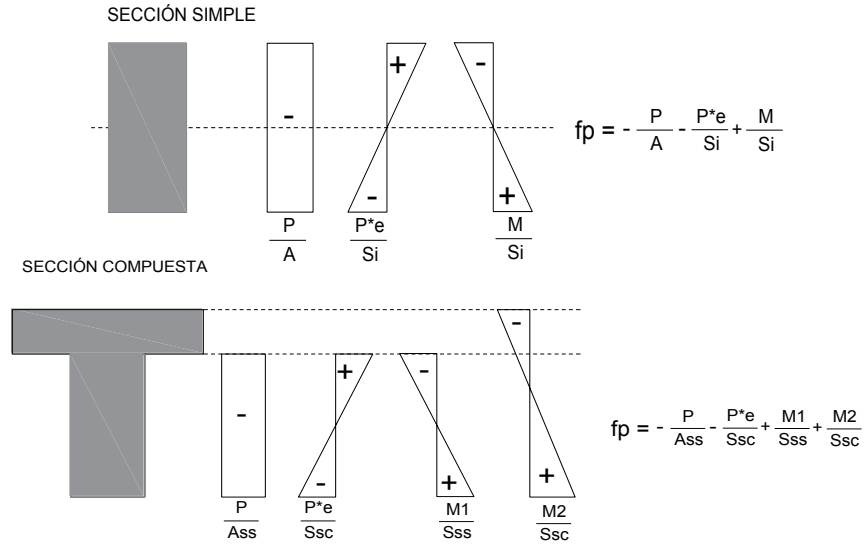
A = área de la sección

I = momento de inercia de la sección

Y = distancia a la fibra donde se calculan los esfuerzos

Los subíndices (ss) y (sc) se refieren a sección simple y sección compuesta, respectivamente.

Figura 7. Esfuerzos de secciones



Fuente: (Antioquia, 2010)

2.4.2.4.2.4.1 Esfuerzos permisibles en el concreto

Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia y antes que ocurran las pérdidas por concentración y flujo plástico.

Compresión	$0.6 * f'_{ci}$
Tensión en miembros sin refuerzo en la zona de tensión	$\sqrt{f'_{ci}}$

Esfuerzos bajo cargas muertas y viva de servicio.

Compresión	$0.45 * f'_{c}$
Tensión	$1.6 * \sqrt{f'_{c}}$

Esfuerzos permisibles en el acero de preesfuerzo.

Debido a la fuerza aplicada en el gato	$0.80 * f_{sr}$
Inmediatamente después de la transferencia	$0.70 * f_{sr}$

2.4.3 DEFINICIONES VARIABLE DEPENDIENTE

2.4.3.1 EFICIENCIA EN LA INGENIERÍA CIVIL

Los adelantos tecnológicos es la principal fuente de eficiencia para todas las ramas de ingeniería, constituye una automatización en procesos de cálculo manteniendo los conceptos y principios fundamentales.

La eficiencia en la rama de la Ingeniería Civil es la innovación del *siglo XXI*; es la característica de conjugar la tecnología, los avances de investigación de la rama, con la experiencia y comportamiento estructural.

Los procesos de cálculos se van automatizando por modelos y métodos de cálculos los cuales son posibles realizar por medio de la tecnología, la codificación y son presentados en programa especializados, como es el caso de *SAFE* el cual es el enfoque de esta investigación y trabaja con el método de cálculo de elementos finitos. (postensada, 2013)

2.4.3.2 MODELACIÓN EN PROGRAMA ESPECIALIZADO

2.4.3.2.1 C.S.I. (SAFE)

El programa *SAFE* incluye un amplio conjunto de herramientas de modelación, optimizadas para permitir la rápida y eficiente modelación de losas con geometrías reticulares o complejas, con aberturas, con cables de pretensado, vigas de borde, columnas, paredes, suelo, entre otros. Juntando los más recientes algoritmos de cálculo de elementos finitos y herramientas de generación de mallas preparadas para la resolución de geometrías complejas, *SAFE* permite solucionar desde problemas sencillos de losas macizas, losas apoyados en los bordes, losas pretensadas, losas de cimentación, losas unidireccionales y bidireccionales, losas nervadas, losas rectangulares o circulares, losas con geometrías complejas y varios sistemas de coordenadas, consideración de los efectos de viga en *T*, zapatas aisladas, entre muchas otras aplicaciones.

2.4.3.2.1.1 CARACTERÍSTICAS

El programa *SAFE* se comercializa actualmente en dos niveles, *Standard* y *Post Tensioned (P/T)*; a continuación se presentan algunas de las funcionalidades transversales a los dos niveles:

2.4.3.2.1.2 MODELACIÓN

- El programa no tiene ninguna limitación, relativamente al número de nudos;
- Varias opciones de dibujo rápido para la generación de elementos;
- Explorador del modelo - herramienta que permite el acceso rápido a toda la información del modelo en formato de árbol;
- Varias plantillas;
- Permite leer la información desde archivos de arquitectura;
- Varios sistemas de coordenadas, definidos por el usuario;
- Varias opciones de “*snap*”;
- Líneas de cota;
- Visualización en 3D y en planos;
- Herramienta “*Section Designer*” para secciones genéricas;
- Generación de mallas automática y tecnología “*Edge Constraints*” para compatibilización de mallas desfasadas;
- Elementos de *frame* y de *shell en 3D*;
- Posibilidad de modelación de elementos de suelo sin resistencia a la tracción;
- Definición de bandas no ortogonales, de varios segmentos y anchuras;

2.4.3.2.1.3 CARGAS

- Cargas puntuales, lineales, trapezoidales y de superficie;
- Distribución de cargas para los elementos *frame* con base en las áreas de influencia de los *elementos shell*;
- Aplicación automática de cargas de viento y sismo para varias reglamentaciones;
- Cargas aplicadas con base en funciones de variación (“*Load Patterns*”);

2.4.3.2.1.4 ANÁLISIS

- Motor de análisis de *SAPFire*;
- Análisis modal por *autovalores y vectores de Ritz*;
- Análisis dinámico por espectros de respuesta;
- Varios métodos de combinación modal: *CQC, SRSS, GMC*;
- Varios métodos de combinación direccional: *ABS, SRSS, CQC3*;
- Análisis de la vibración;
- Control de deformación;

2.4.3.2.1.5 DIMENSIONAMIENTOS

- Dimensionamiento de losas de hormigón;
- Dimensionamiento de vigas de hormigón;
- Dimensionamiento basado en el modelo de elementos finitos;
- Dimensionamiento y verificación del punzonamiento;

2.4.3.2.1.6 DETALLE (GENERACIÓN AUTOMÁTICA DE PLANOS DE ARMADURAS)

- Control de las reglas de detalle;
- Control de las vistas de planos;
- Planos de detalle de armaduras;
- Planos de cables de pretensado;
- Planos para impresión y exportación;

2.4.3.2.1.7 RESULTADOS

- Geometría tridimensional deformada y no deformada;
- Diagramas de carga;
- Diagramas de esfuerzos;
- Mapas de tensiones;

2.4.3.2.1.8 OPCIONES DE IMPORTACIÓN/EXPORTACIÓN

- Base de datos Interactiva;
- Microsoft Access y Excel;
- *SAFE (archivo de texto*.f2K)*;
- Plantas de *ETABS*;
- AutoCAD (.dxf; .dwg);
- *IGES*;
- *IFC*;

2.4.3.2.1.9 EL NIVEL POST TENSIONED (P/T) AGREGA:

- Elementos de cable de pretensado;
- Cargas y pérdidas de pretensado;
- Dimensionamiento de losas postesadas. (SAFE, 2014)

2.4.3.3 SOLUCIÓN ESTRUCTURAL

Un edificio se concibe con el objetivo de cerrar un espacio físico. El papel que juega la estructura, es el de proporcionar la resistencia y la rigidez necesarias a los elementos del cerramiento, en ese sentido hay diversas formas de resolver la situación indicada según las características sobresalientes del edificio (luces largas entre columnas, espacios amplios y muchas otras consideraciones que la arquitectura moderna nos exige), para cumplir estos requerimientos se tiene que tomar en cuenta la economía y seguridad de la estructura por esta razón se debe analizar el comportamiento del edificio de tal forma que cada elemento estructural trabaje a su capacidad máxima. Es por eso que el uso de losas postesadas es una alternativa económica de solución por el comportamiento que tiene, que gracias a los estudios realizados por el ingeniero *Francés Eugéne Freyssinetque 1928*, fue el primero en exponer la metodología para la valoración de las pérdidas dentro del cálculo estructural. Más tarde en 1940 introdujo el primer sistema de preesfuerzo con anclajes y cuñas. (Entrepisos Postensados, 2000)

Desde ese momento el preesfuerzo se desarrolló, hasta lo que conocemos actualmente. *"Debido a que el preesfuerzo optimiza la utilización de los materiales básicos para construir una estructura en concreto. Actualmente se cuenta con los más avanzados procedimientos de análisis estructural, precisamente para edificación, lo que permite un diseño racional optimizado"*

Imagen 1. *Tensado de los cables después del fraguado*



Fuente: *(Postensados, 2013)*

El diseño estructural debe partir por tanto de la identificación de las cargas, y a partir de ahí, escoger aquella tipología estructural que sea capaz de transferir adecuadamente las cargas. En general la respuesta nunca será única, ni en lo referente al tipo de estructura, esta variabilidad permite configurara la forma de la estructura a su función de una manera económica, y proporciona al arquitecto y al ingeniero diseñador una amplia gama de posibilidades para soluciones estructurales estéticamente satisfactorias. (Espinoza, Apuntes Concreto Preesforzado, 2005)

2.4.3.4 ELEMENTOS POSTENSADOS

El postensado es un método de preesfuerzo, en el cual los cables de acero son tensados después de que el concreto ha fraguado.

El preesfuerzo es la colocación de un elemento de concreto en estado de compresión antes de la aplicación de las cargas; el esfuerzo desarrollado por el preesfuerzo puede ser pretensado o postensado.

El concreto preesforzado es un hormigón estructural en el cual los esfuerzos internos han sido inducidos para reducir los esfuerzos a tensión resultantes de la acción de las cargas en direcciones contrarias hasta el grado deseado. El preesfuerzo es inducido comúnmente mediante la tensión de los cables. Su versatilidad permite una gran variedad de usos en la construcción. En edificios para oficinas, habitacionales, centros comerciales, pisos industriales. Con este método se obtienen elementos estructurales más esbeltos, con menos acero de refuerzo, más ligeros y con una mayor capacidad de carga logrando mayores claros o espacios entre los elementos de soporte. (Estructuras con Postensados, 2012)

La aplicación de la tecnología del Postensado en obras civiles, se remonta a los años 50. El sistema nace para ser utilizado principalmente en obras viales, donde luces mayores y estructuras más esbeltas desean ser utilizadas y aplicadas.

La evolución del sistema se combina actualmente con fuertes factores medio ambientales, consideración que día a día adquiere un mayor peso específico en proyectos de puentes, plantas de regasificación, presas y casi cualquier estructura de hormigón.

VSL ofrece actualmente soluciones y diseños especializados para una amplia gama de proyectos, lo que lo transforma en líder indiscutible en el mercado nacional e internacional. Nuestra filosofía y objetivo principal es crear soluciones eficientes y económicas junto a nuestros clientes, ello en función de sus requerimientos y necesidades. Desde 1966, las losas postensadas, con o sin adherencia, han permitido a arquitectos, ingenieros y constructores de todo el mundo realizar sus proyectos obteniendo diseños seguros, económicos y estéticamente agradables. (Postensados Elementos, 2008)

Estas consisten en losas hormigonadas *in - situ*, postensadas mediante el uso de cables de acero de alta resistencia, dispuestos según un trazado parabólico, y anclados a través de cuñas a sus anclajes extremos. Una vez hormigonada la losa, cada cable es tensado según las indicaciones del proyecto. La flexibilidad del sistema ofrece mejores posibilidades creativas para el diseño, permitiendo mayores luces, plantas libres y estructuras más esbeltas. (Elementos Postensados, 2008)

2.5 HIPÓTESIS

Los postensados son una, de las nuevas tendencias tecnológicas de la ingeniería contemporánea; cada vez tiende a proyectos más complejos y de estudio estructural, uno de ellos son las losas con mayor área y sollicitaciones de carga, este estudio ayudará a mejorar la eficiencia en este tipo de losas; con elementos postensados, satisfaciendo la demanda actual en este tipo de proyectos.

“ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSA DE HORMIGÓN ARMADO CON ELEMENTOS POSTENSADOS”

2.6 SEÑALAMIENTO DE LAS VARIABLES

2.6.1 VARIABLE INDEPENDIENTE:

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSA DE HORMIGÓN ARMADO

2.6.2 VARIABLE DEPENDIENTE:

ELEMENTOS POSTENSADOS

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 ENFOQUE

La modelación, análisis y diseño de la losa de hormigón armado con elementos postensada tendrá un enfoque cuantitativo ya que se determinará el comportamiento de este tipo de losas y su influencia como soluciones estructurales a la ingeniería y arquitectura moderna.

3.2 MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN

3.2.1 DE CAMPO

De acuerdo al tema de estudio, la investigación de campo a realizar es:

Investigar las losas de hormigón armado con elementos postensados, ante grandes luces a vencer y verificar los resultados.

Comparar los resultados obtenidos manualmente mediante fórmulas analíticas, con los resultados del programa especializado en postensado.

3.2.2 BIBLIOGRÁFICA - DOCUMENTAL

La información será enfocada a partir de investigaciones sobre postensado, códigos vigentes de diseños estructurales necesarios y específicos para el desarrollo del tema de investigación, como es la recolección de publicaciones, revistas y

experiencias constructivas reales acerca de la distribución de cargas, comportamiento, análisis y diseño de losas con elementos postensados.

De ser necesario se recurrirá a información de cálculos, procesos y códigos del extranjero, o programa para tener un mejor manejo de información.

Se utilizará para el estudio de este tema varios libros de la biblioteca de la Universidad Técnica de Ambato de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de igual manera se tomó varias tesis vinculadas con el tema de investigación propuesto de la misma biblioteca si estos existiesen para una mejor visualización del tema.

3.2.3 EXPERIMENTAL

Una modalidad experimental, porque con los estudios que se realizaron puedo plantear las posibles soluciones para controlar el problema y de ésta manera mejorar la situación.

3.3 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN

3.3.1 NIVEL EXPLORATORIO

El nivel de investigación exploratoria, tiene un estudio poco estructurado, el mismo que permitió elaborar la hipótesis, mediante la cual se obtuvo la variable independiente, que es (*“ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS DE HORMIGÓN ARMADO”*), la variable dependiente (*“ELEMENTOS POSTENSADOS”*), esto ayudará a la investigación del problema de las estructuras con tendencia a la ingeniería y arquitectura contemporánea que existe en la actualidad.

3.3.2 NIVEL DESCRIPTIVO

En el nivel de investigación descriptiva, es necesario en la investigación para conocer los problemas actuales de losas con mayores solicitaciones de cargas. El nivel descriptivo, permite predicciones rudimentarias, busca especificar las propiedades importantes de personas, grupos, comunidades o cualquier otro fenómeno que sea sometido a análisis.

Solicita un discernimiento sobre el problema de los postensados como tendencia a la ingeniería y arquitectura contemporánea; como una mejor solución a nivel estructural, tiene interés de acción social, además permitirá comparar modelos de comportamiento según ciertos criterios.

Debido a que se obtendrá datos a través de esta investigación, los estudios permitirán establecer rangos y valores para describir su comportamiento según la utilización de los códigos que afecten a la estructura en mención; dando así las propiedades, características y consecuencias que se darán en el proceso de diseño de losas de hormigón armado con elementos postensados.

3.3.3 ASOCIACIÓN DE VARIABLES

El nivel de investigación de asociación de variables, realiza un análisis de correlación, sistema de variaciones, permite evaluar las variaciones de comportamiento de una variable en función de otra, y así medir la gravedad de relación entre las variables.

3.4 POBLACIÓN Y MUESTRA

3.4.1 POBLACIÓN

La población que servirá para el desarrollo de esta investigación estará conformada por: los alumnos de los 10^{mo} semestres de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato.

Tabla 2. Población (Frecuencia)

Descripción	Número
Estudiantes del 10 ^{mo} semestre paralelo "A"	38
Estudiantes del 10 ^{mo} semestre paralelo "B"	41
Total	79

Elaborado por: Marco Quilumba

3.4.2 MUESTRA

Es vital conocer el criterio y conocimiento de los estudiantes, y futuros profesionales, ya que la tendencia ingenieril y arquitectónica en proyectos con elementos postensados tiende a crecer en el país. Entonces es necesario realizar encuestas que guiarán adecuadamente esta investigación.

Debido a que la población es fija y está expresamente dirigida a los alumnos de los 10^{mos} semestres de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, se tomará el total de mi población como mi muestra por ser un grupo pequeño y finito, alejándose de una manera proporcional del margen de error.

3.4.2.1 TIPO DE MUESTRA PERSONAL

Tabla 3. Población (Porcentaje)

Descripción	Número	Porcentajes
Estudiantes del 10 ^{mo} semestre paralelo "A"	38	48.10%
Estudiantes del 10 ^{mo} semestre paralelo "B"	41	51.90%
Total	79	100%

Elaborado por: Marco Quilumba

3.5 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

3.5.1 VARIABLE INDEPENDIENTE:

“ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSA DE HORMIGÓN ARMADO”

Tabla 4. Operacionalización de variables / Variable Independiente

ABSTRACTO		CONCRETO		
CONCEPTUAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS	TÉCNICAS INSTRUMENTALES.
<p>Losa de hormigón armado se define como: Un elemento plano macizo o alivianado que tiene la capacidad de absorber y transmitir la carga actuante a las columnas o muros que la soportan, garantizando un buen comportamiento estructural. Todo esto es posible gracias a un buen análisis y diseño.</p>	Elemento plano macizo o alivianado	Configuración de losa	¿Cuáles son las solicitaciones de carga y luces a vencer de la losa postensada?	Observación: Directa: Libros que sustenten dicha información e Internet.
		Resistencia mínima del hormigón	¿Qué resistencia del hormigón se tomará para este estudio?	Observación: Directa: <i>ACI-318S-08 y NEC 2015</i> Encuesta: Cuestionario Observación: Directa: Programa
	Comportamiento	Etapas de postensado	¿Qué resistencia y características adquiere al postensar la losa?	Herramientas computacionales
		Sobre resistencia	¿Qué comportamiento tiene la losa postensada?	Herramientas computacionales

Elaborado por: Marco Quilumba

3.5.2 VARIABLE DEPENDIENTE:

“ELEMENTOS POSTENSADOS”

Tabla 5. Operacionalización de variables / Variable Dependiente

ABSTRACTO		CONCRETO		
CONCEPTUAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS	TÉCNICAS INSTRUMENTALES.
Un elemento postensado se encuentra sometido a grandes esfuerzos internos consta de armadura activa y pasiva; la armadura activa luego que el hormigón alcance una resistencia mínima se procede a tensar y asegurar en los anclajes.	Seguridad	Resistencia ante sollicitaciones de carga.	¿Resistirá ante cargas vivas, muertas, eventuales, etc. de carácter elevado?	Normativas y herramientas computacionales
	Resistencia	Nivel de desempeño estructural.	¿Qué nivel de deformación presenta la losa postensada?	Normativas y herramientas computacionales

Elaborado por: Marco Quilumba

3.6 PLAN RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN

En el presente trabajo investigativo, se realizará observación directa (por medio de los sentidos), con el fin de conseguir conclusiones y experiencias compartidas de los encuestados, es decir la creciente demanda de los elementos postensados como parte de una solución estructural y el comportamiento que han presentado las estructuras a través del tiempo. Por otra parte la entrevista a utilizarse será de tipo estructurada, es decir con respuestas escritas para obtener un mejor estudio estadístico y acercarnos más a emitir o establecer un criterio de tendencia central que sostenga a través de la experiencia de los encuestados la hipótesis que se plantea, en el caso de ser factible la propuesta.

Tabla 6. Plan recolección de la información

DETALLE	EXPLICACIÓN
¿Para qué realizar la presente investigación?	Para dar una alternativa de solución a proyectos donde se presentan grandes áreas de losas de entrepiso, las cuales están sometidas a grandes demandas de solicitaciones de cargas.
¿Qué objeto busca investigar?	Las losas de hormigón armado con elementos postensados.
¿Quién Investiga?	La investigación hará Marco Quilumba.
¿Cuándo se recolectara la información?	La recolección de información se la llevará a cabo de manera sincronizada con el cronograma de la presente investigación.
¿En qué lugar se recolectará la información?	La recolección de la información es de las encuestas a los alumnos de los 10 ^{mo} Semestres y de libros de la biblioteca de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato e Internet.
¿Qué técnica e instrumentos para la investigación se aplicará?	Encuestas, investigación bibliográfica, manipulación de un programa especializado, apuntes y cálculos.

Elaborado por: Marco Quilumba

3.7 PLAN DE PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

3.7.1 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

- ❖ Revisión crítica de la información recogida.
- ❖ Tabulación de cuadros según variables de la hipótesis (cuadros de una Variable; cuadros de cruce de variables, etc.).
- ❖ Porcentuar: Obtener los resultados mediante gráficos estadística.

- ❖ Graficar: Representar los resultados mediante gráficos estadístico.
- ❖ Estudio estadístico de datos para presentación de resultados.
- ❖ Analizar e interpretar, los resultados relacionándolos con los diferentes partes de la investigación especialmente con los objetivos y la hipótesis.

3.7.2 ANALISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

- ❖ Junto a cada gráfica se recomienda (análisis e interpretación).
- ❖ Comprobación de la hipótesis (estadísticas).
- ❖ Establecimiento de conclusiones y recomendaciones.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LA ENCUESTA

Los datos obtenidos de la investigación acerca de: “*ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSA DE HORMIGÓN ARMADO CON ELEMENTOS POSTENSADOS*”, realizada a los estudiantes del Décimo semestre (10^{mo} “A” y “B”) de la Facultad Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato; donde se determina y demuestra los resultados, que mediante cuadros y gráficos estadísticos, a continuación se detallan:

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

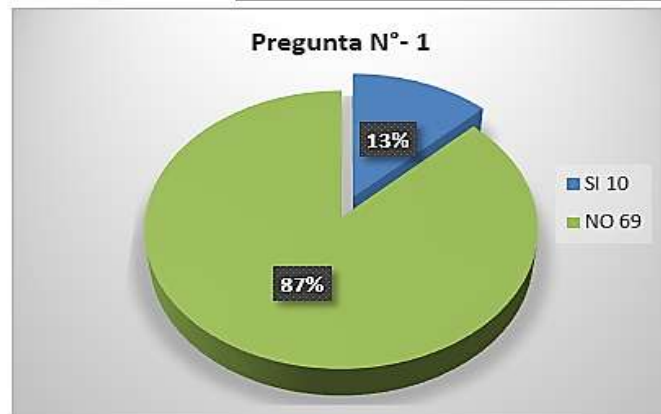
Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

Pregunta N°- 1: ¿El Hormigón Armado en comparación con el Hormigón Preesforzado, tiene el mismo proceso de cálculo al realizar el diseño?

Gráfico 2. Opinión comparación en el diseño

CRITERIO	FRECUENCIA	PORCENTAJE
SI	10	12.66%
NO	69	87.34%
TOTAL	79	100.00%



Elaborado por: Marco Quilumba

Análisis

Los encuestados de acuerdo a la comparación, del proceso de cálculo al realizar un diseño de hormigón armado, con el hormigón preesforzado han respondido, con el 87.34 % que no es el mismo proceso de cálculo al realizar un diseño, mientras que el 12.66 % considera que si es el mismo al realizar el diseño.

Interpretación de datos

El proceso de cálculo al realizar un diseño si tiene ciertos cambios debido a que el hormigón preesforzado trabaja principalmente a tensión con cables o torones, ya sea en el pretensado o en el postensado, mientras que el hormigón armado trabaja principalmente a compresión y es de uso más común en la construcción de estructuras desde hace algunos años atrás.

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

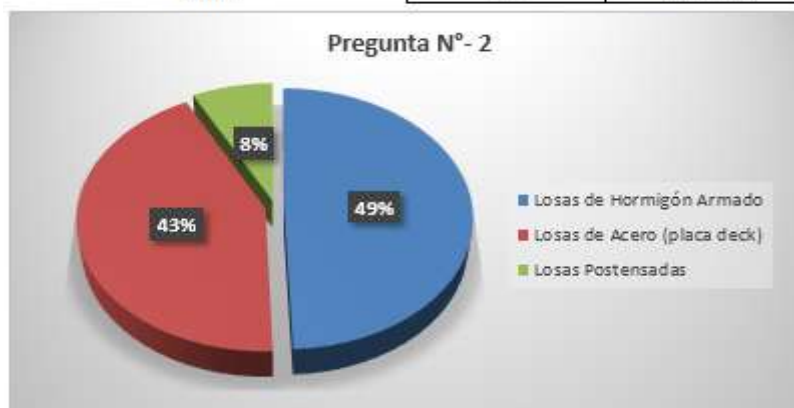
Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

Pregunta N°- 2: ¿En los últimos años en el Ecuador, qué tipo de diseño conoce respecto a losas de entrepiso?

Gráfico 3. Opinión tipos de losas

CRITERIO	FRECUENCIA	PORCENTAJE
Losas de Hormigón Armado	39	49.37%
Losas de Acero (placa deck)	34	43.04%
Losas Postensadas	6	7.59%
TOTAL	79	100.00%



Elaborado por: Marco Quilumba

Análisis

El 49.37 % de los encuestados han respondido que en los últimos años en el Ecuador se realizan losa de entrepiso de hormigón armado (alivianadas), el 43.04 % considera que las losas que se realizan últimamente en el país son las losas de Acero (placa deck), mientras que el 7.59 % han respondido que conocen sobre las losas postensadas.

Interpretación de datos

Las losas de entrepiso son comunes en todo proyecto y se demuestra claramente que en el Ecuador en los últimos años las losas de hormigón armado (alivianada) y de Acero (placa deck) son competitivas, y que las losas postensadas están recién incursionando en el país como una nueva opción a las losas de entrepiso.

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

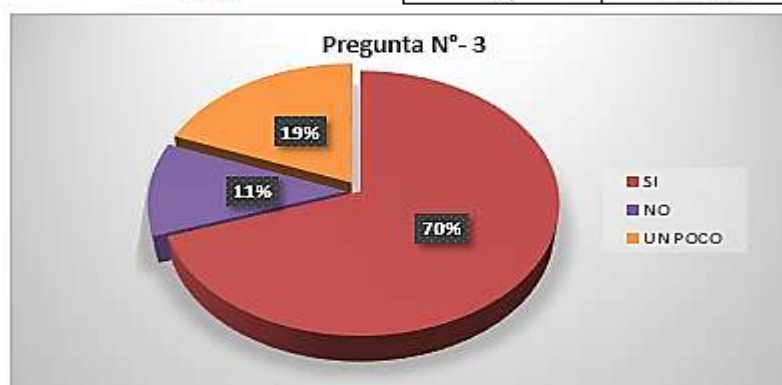
Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

Pregunta N°- 3: ¿Considera usted que el proceso de cálculo entre una losa tradicional (alivianada), tiene diferencia substancial con una losa de hormigón con elementos postensados?

Gráfico 4. Opinión proceso de cálculo

CRITERIO	FRECUENCIA	PORCENTAJE
SI	55	69.62%
NO	9	11.39%
UN POCO	15	18.99%
TOTAL	79	100.00%



Elaborado por: Marco Quilumba

Análisis

El 69.62 % de los encuestados ha respondido que si tiene una diferencia substancial en el proceso de cálculo entre una losa tradicional de hormigón (alivianada), con una losa de hormigón con elementos postensados, el 11.39 % considera que no tiene diferencias en el proceso de cálculo entre los dos tipos de losas, mientras que el 18.99% demuestra que tienen diferencia un poco.

Interpretación de datos

Si tiene diferencia substancial en el proceso de cálculo, entre los dos tipos de losas debido a que la losa tradicional (alivianada) es de hormigón armado y que una losa de hormigón con elementos postensados es de hormigón preesforzado; y lo que varía un poco son las solicitaciones de carga, luces, requerimientos arquitectónicos y su configuración propiamente dicha.

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

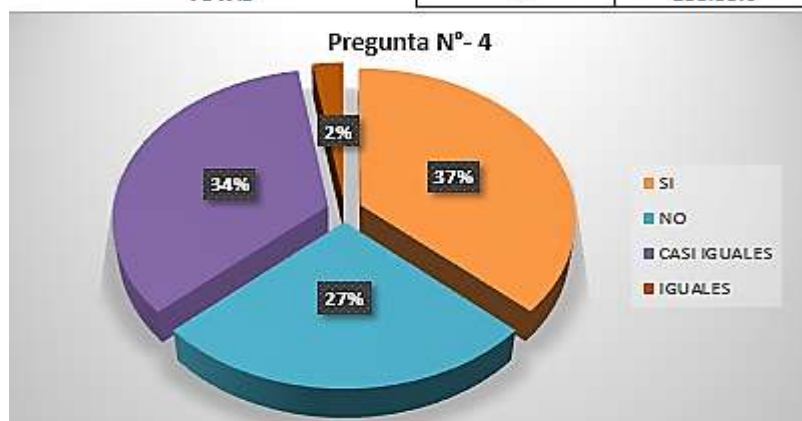
Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

Pregunta N°- 4: ¿Estima usted que la losa de hormigón con elementos postensados es más económica, que una losa alivianada ante grandes luces a vencer?

Gráfico 5. Opinión losa económica

CRITERIO	FRECUENCIA	PORCENTAJE
SI	29	36.71%
NO	21	26.58%
CASI IGUALES	27	34.18%
IGUALES	2	2.53%
TOTAL	79	100.00%



Elaborado por: Marco Quilumba

Análisis

El 36.71 % de los encuestados han respondido que es más económica una losa alivianada ante grandes luces a vencer, mientras que el 26.58 % estima que no es económica la losa de hormigón con elementos postensados, también el 34.18 % demuestra que los costos de construcción son casi iguales y sin descartar que el 2.53% han respondido que son totalmente iguales.

Interpretación de datos

Las losas de entepiso varían económicamente todas ya que dependen del tipo de diseño que se realiza, pueden ser alivianadas, macizas, (unidireccionales o bidireccionales), el equipo, la tecnología y la mano calificada a utilizar en su ejecución, determinan mucho el costo de construcción de dichas losas.

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

Pregunta N°- 5: ¿Considera usted que una losa de hormigón con elementos postensados varía con respecto al desempeño estructural, con una losa tradicional (aliviada)?

Gráfico 6. Opinión desempeño estructural en la losa

CRITERIO	FRECUENCIA	PORCENTAJE
SI	40	50.63%
NO	24	30.38%
UN POCO	15	18.99%
TOTAL	79	100.00%



Elaborado por: Marco Quilumba

Análisis

Los encuestados han respondido, con el 50.63 % que sí varía el desempeño estructural entre los dos tipos de losas, mientras que el 30.38 % considera que no varía, sin descartar que el 18.99 % demuestra claramente que su variación es un poco.

Interpretación de datos

Las losas de entrepisos de hormigón armado se podría decir que son tradicionales, puesto que el campo constructivo está familiarizado desde hace décadas, las estructuras de acero y mixtas se las ha venido construyendo en los últimos años por los avances y las nuevas técnicas de construcción, mientras que los Pretensados y Postensados es una nueva tecnología, tendencia de diseño y construcción, debido a que toda actualización está directamente direccionada al desempeño que produce dicho elementos ante las distintas solicitudes de diseño, etc.

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

Pregunta N°- 6: ¿Estima usted que una losa de hormigón con elementos postensados tiene las mismas etapas de construcción y utiliza el mismo equipo que una losa tradicional (alivianada)?

Gráfico 7. Opinión etapas y equipo de construcción

CRITERIO	FRECUENCIA	PORCENTAJE
SI	10	12.66%
NO	69	87.34%
TOTAL	79	100.00%



Elaborado por: Marco Quilumba

Análisis

El 87.34 % de los encuestados ha respondido que la losa de hormigón armado con elementos postensados no tiene las mismas etapas de construcción y no utiliza el mismo equipo, mientras que el 12.66 % demuestra que si utiliza el mismo equipo de trabajo en todas las etapas de construcción.

Interpretación de datos

La magnitud de todo proyecto determina principalmente la tecnología, materiales, equipo, mano de obra calificada y principalmente sus etapas de construcción en la ejecución, por lo que demuestra que no toda losa de entepiso tendrá los mismos equipos y etapas de construcción.

4.2 VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS

Las losas de mayor demanda constructiva son las losas tradicionales de hormigón armado y las losas compuestas (placa deck), dando como resultado un gran avance y mejoras en el análisis, diseño y construcción en este tipo de estructuras. Estas losas resultan ser estructuras muy robustas en sección y armados de acero, cuando soportan grandes áreas. Estos factores encarecen la obra civil.

El análisis y diseño de losas de hormigón armado con elementos postensados es una solución estructural para la construcción de losas con grandes áreas en los entresijos, brindando una nueva alternativa de solución estructural, debido a que Ecuador está en vías de desarrollo y en un cambio de la matriz productiva.

El desconocimiento del hormigón preesforzado ha limitado su aplicación en los proyectos de ingeniería y arquitectura contemporánea. El método del postensado constituye un conocimiento general en cuanto a materiales, equipo, tecnología y etapas de construcción, innovadoras en el mercado de la construcción.

Todo esto indica que cumple la hipótesis de investigación, como un aporte al área estructural mediante el: *“ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSA DE HORMIGÓN ARMADO CON ELEMENTOS POSTENSADOS”*

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

Mediante este trabajo de investigación podemos concluir:

- En capítulo de Hormigón Preesforzado, se detallaron varios factores de pérdidas, lo cual servirá para dar una fuerza efectiva de tensado al torón.
- Se ha diagnosticado bibliográficamente diferencias teóricas en la aplicación de fórmulas analíticas en el proceso de cálculo de una losa de hormigón con elementos postensados, con el de una losa tradicional de hormigón armado.
- Mantener criterios de alta confiabilidad al momento del ingreso de datos al programa especializado, debido a que el programa analiza la estructura con las decisiones que toma el Ingeniero Civil, al momento de realizar el modelado.
- Con la aplicación de la filosofía del preesfuerzo, se dará una solución a la nueva tendencia de proyectos de ingeniería contemporánea y aprovechando los programas especializados de análisis y diseño estructural como, es el Safe obtendremos un mejor conocimiento del comportamiento estructural de este tipo de elementos.
- La configuración de una losa con elementos postensados es variable, al de una losa tradicional (alivianada) de hormigón armado.

- Los resultados obtenidos en la encuesta realizada a los alumnos de los Décimos Semestres de la Facultad De Ingeniería Civil y Mecánica, nos ayudó a tener una idea mejor, ante el desconocimiento de elementos trabajando a preesfuerzo.
- La encuesta realizada a los alumnos de los Décimos Semestres de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, dio una notoria diferencia en la utilización de las losas de entrepiso en la actualidad.
- La construcción de una losa de hormigón con elementos postensados es diferente en etapas de construcción, tecnología, materias, encofrado, fraguado y desencofrado, que una losa tradicional de hormigón armado.

5.2 RECOMENDACIONES

Por todo lo tratado dentro del trabajo de investigación recomendamos:

- Se utilice libros de origen Norte Americanos (*EE.UU.*), de losas de entrepisos postensados de concreto, donde sustente de una mejor manera la aplicación de fórmulas analíticas, para garantizar un buen comportamiento estructural.
- Resulta de suma importancia antes de aplicar cualquier normativa de diseño estudiarla a fondo y en todo contexto, pues al aplicar la combinación de una y otra se puede cometer errores que pongan en riesgo a la estructura y sus ocupantes.
- Al momento de utilizar un programa especializado para el análisis y diseño estructural de edificaciones o entrepisos postensados, debemos tener muy en cuenta la fiabilidad de los datos que se están ingresando al programa, como por ejemplo las especificaciones de materiales, los espectros de diseño, las dimensiones de las secciones de un prediseño, etc.

CAPÍTULO VI

LA PROPUESTA

6.1 DATOS INFORMATIVOS

6.1.1 TÍTULO

“ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA LOSA DE HORMIGÓN ARMADO CON ELEMENTOS POSTENSADOS, DEL ENTREPISO N+7.74M, DEL EDIFICIO *DAYALEE*, MEDIANTE UN PROGRAMA ESPECIALIZADO”.

6.1.2 BENEFICIARIOS

Los beneficiarios con la ejecución de la propuesta serán los ocupantes del edificio de hormigón armado y los alumnos de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica como guía de prediseño y diseño para el cálculo de losas de entrepisos de hormigón con elementos postensados.

6.1.3 UBICACIÓN

Provincia de Napo, Cantón Tena, sector “*Santa Rosa*”

6.1.4 TIEMPO ESTIMADO PARA LA EJECUCIÓN

Inicio: Noviembre 2014

Fin: Abril 2015

6.1.5 EQUIPO TÉCNICO RESPONSABLE

Calculista: Egdo. Marco Vinicio Quilumba Billa

Director: Ing. M.Sc. Miguel Mora

6.1.6 COSTO

515.00 Dólares Americanos.

6.2 ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA

El Cantón del Tena, se encuentra ubicado en una Zona Tropical, Sur-Este Oriental en el Ecuador, el cual está en pleno crecimiento y desarrollo económico, dando así lugar a proyectos ingenieriles y arquitectónicos contemporáneos los cuáles tienden a vencer luces grandes y soportar cargas gravitatorias, por lo que los materiales, equipo y el tipo de estructura deben ser cuidadosamente analizadas y diseñados para que tengan en cualquier sección, una resistencia de diseño al menos igual a la resistencia requerida calculada para las cargas gravitacionales mayoradas y fuerzas sísmicas en las condiciones establecidas, tomando en cuenta cada una de las disposiciones emitidas por las normas de construcción vigentes, para prevenir daños y brindar la seguridad necesaria durante su vida útil cumpliendo con la filosofía de diseño del (ACI 318-08, 2008) y de todo calculista.

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante sismos pequeños, frecuentes y ocasionales, que puedan ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante fuerzas naturales (sismos, vientos, etc.) ocasionales y raros, que puedan ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante sismos muy severos, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

6.3 JUSTIFICACIÓN

El interés del Ingeniero Civil es dar una solución a proyectos ingenieriles y arquitectónicos de requerimientos específicos, que tienden a realizar en la actualidad y uno de ellos es de elementos esbeltos, planos y de gran resistencia, especialmente en losas de entrepisos.

El hormigón preesforzado, en el país es solo utilizado en estructuras tales como centros comerciales y en vigas de gran peralte ya sean éstas postensadas o pretensadas; por lo que a través de esta investigación se puede calcular y verificar el desempeño de una losa de hormigón con elementos postensados; siendo así una alternativa más en el tipo de diseño con respecto a losas de entrepiso.

El objetivo de todo profesional vinculado a la construcción ya sea Ingeniero o Arquitecto, es construir estructuras resistentes utilizando las normas existentes en el país. De no haber dichas normas se tomaran otros códigos extranjeros; donde ya utilicen y se ejecuten proyectos con dichos códigos y/o normas.

6.4 OBJETIVOS

6.4.1 OBJETIVO GENERAL

Analizar y diseñar la losa de hormigón armado con elementos postensados, del entrepiso N+7.74m, del edificio *DAYALEE*, mediante un programa especializado.

6.4.2 OBJETIVO ESPECÍFICOS

- Recopilar información de los materiales, equipos y tecnología a utilizar en la construcción de la losa de hormigón con elementos postensados.
- Preparación de datos de entrada para modelar la estructura. (secciones de los elementos de la estructura).
- Verificar los valores de corte por punzonamiento, deflexiones y esfuerzos admisibles que determina el programa especializado, y compararlos con los admisibles del código.
- Realizar una guía técnica de modelación.

6.5 ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD

La propuesta es factible realizarla, debido a que soluciona un gran requerimiento estructural y la optimización de espacios en requerimientos arquitectónicos contemporáneos, (los postensados es una nueva tendencia constructiva), tanto del punto de vista técnico, como en el constructivo.

La investigación es un aporte en el ámbito del hormigón preesforzado y es factible realizarla debido a la importancia en el conocimiento ingenieril, así como la socialización con los involucrados, en el campo tecnológico, humano, y la base legal para poner en marcha dicha propuesta, para losas de entrepisos.

Además se puede realizar este proyecto ya que se cuenta con las herramientas tecnológicas necesarias para el diseño de este tipo de estructuras de hormigón con elementos postensados.

6.6 FUNDAMENTACIÓN

6.6.1 CIENTÍFICA-TÉCNICA

En el país y especialmente en las ciudades de gran potencial de desarrollo se ha venido innovando nuevas tendencias constructivas sin descuidar la eficiencia y seguridad que toda estructura debe brindar, ya que nos encontramos en un país considerablemente sísmico.

Las normas y códigos vigentes en el país brindan criterios técnicos y son parte de la filosofía de diseño que debe tener en cuenta un Ingeniero Civil en el diseño y construcción, para proporcionar a las estructuras un adecuado diseño sismo resistente. Esta filosofía de diseño se consigue diseñando la estructura para que:

- Tenga la capacidad para resistir las cargas especificadas por las normas y códigos.
- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.
- Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico.

- Todo elemento tenga un buen desempeño estructural, ante la sollicitación de cargas vivas, muertas, eventuales y sísmicas.

Debido a que la arquitectura contemporánea requiere mayores áreas y espacios para el diseño de interiores se ha visto necesario el uso de nuevas tendencias y tecnologías constructivas, lo que ha provocado una nueva modalidad de cálculo estructural para el campo de Ingeniería Civil local, regional y mundial, por lo que se propone “*losas de hormigón armado con elementos postensados*” lo cual a continuación se describirá.

6.6.2 INTRODUCCIÓN AL PREESFUERZO

6.6.2.1 DEFINICIÓN DE PREESFUERZO

El preesfuerzo significa la creación intencional de esfuerzos permanentes a una estructura o un conjunto de piezas, con el propósito de manejar su comportamiento y resistencia bajo condiciones de servicio y de resistencia. Los principios y técnicas del preesforzado se han aplicado a estructuras de muchos tipos y materiales, la aplicación más común ha tenido lugar en el diseño de concreto estructural. (Espinoza, Apuntes Concreto Preesforzado, 2005)

El (ACI 318-08, 2008), propone la siguiente definición del concreto preesforzado:

Concreto en el cual han sido introducidos esfuerzos internos de magnitud y distribución que los esfuerzos resultantes debido a cargas externas contrarrestados a un grado deseado.

Dos conceptos o características diferentes pueden ser aplicados para explicar y analizar el comportamiento básico del concreto preesforzado. Es importante que el diseñador entienda los dos conceptos para que pueda proporcionar y diseñar estructuras de concreto preesforzado con inteligencia y eficacia. (Espinoza, Apuntes Concreto Preesforzado, 2005)

6.6.2.1.1 PRIMER CONCEPTO

Presforzar para mejorar el comportamiento elástico del concreto. Este concepto trata al concreto como un material elástico y probablemente es todavía el criterio de diseño más común entre ingenieros.

El concreto es comprimido (generalmente por medio de acero con tensión elevada) de tal forma que sea capaz de resistir los esfuerzos de tensión.

Desde este punto de vista el concreto está sujeto a dos sistemas de fuerzas: preesfuerzo internos y cargas externas, con los esfuerzos de tensión debido a la carga externa contrarrestados por los esfuerzos de compresión debido al esfuerzo. Similarmente, el agrietamiento del concreto debido a la carga es contrarrestado por la precompresión producida por los tendones. Mientras que no haya grietas, los esfuerzos, deformaciones y deflexiones del concreto debido a los dos sistemas de fuerzas pueden ser considerados por separado y superpuestos si es necesario.

6.6.2.1.2 SEGUNDO CONCEPTO

Presforzar para aumentar la resistencia última del elemento. Este concepto es considerar al concreto preesforzado como una combinación de acero y concreto, similar al concreto reforzado, con acero tomando tensión y concreto tomando compresión de tal manera que los dos materiales formen un par resistente contra el momento externo. Esto es generalmente un concepto fácil para ingenieros familiarizados con concreto reforzado. (Espinoza, Apuntes Concreto Preesforzado, 2005)

6.6.2.2 HORMIGÓN PREESFORZADO

Fue el francés *Eugène Freyssinet* quién, estudiando y teniendo en cuenta las propiedades de los materiales en juego, llevó a la práctica de forma totalmente satisfactoria la idea del hormigón preesforzado.

A partir de los años 30 la técnica empieza a utilizarse en Francia y Alemania, pero no se desarrolla hasta después de la Segunda Guerra Mundial, extendiéndose por

todo el mundo en el campo de la obra civil. Dada la experiencia adquirida en la ejecución de puentes, Arquitectos e Ingenieros se concentraron en extender las ventajas técnicas del pretensado hacia la edificación. Pronto esta técnica se revelaría, no como un rival de la estructura de hormigón armado o la de acero sino, como un complemento. Las primeras aplicaciones de la técnica del postensado *in-situ* aplicadas a la edificación datan de mediados de los años 50. Sin embargo, el mayor desarrollo de esta técnica no llegará hasta los años 70; tiempo en el cual el dominio del hormigón preesforzado y la reglamentación que lo definía, habían hecho en este campo sobre todo en Europa y en el Norte de América, un pozo de verdaderos avances tecnológicos. Actualmente el preesforzado es una técnica altamente probada que ofrece soluciones fiables, económicas y estéticas en el diseño de estructuras. (Bravo Medina, 2013, pág. 11)

El preesforzado consiste en la inducción deliberada de cierta condición de esfuerzo interno, en una estructura, antes de que se someta a las cargas de servicio. El objeto es compensar, de antemano, algún esfuerzo por carga de servicio. Lo que para el concreto significa un nivel elevado de refuerzo de tensión.

En los últimos tiempos se ha empleado el acero preesforzado, el cual puede dividirse en pretensado y postensado, ambos tipos constan en concreto con cables tensados en su interior que le ayudarán a poder resistir los esfuerzos que se producirán en el elemento estructural.

El uso principal del preesforzado es para diseñar elementos que cubren claros, en los que las mayores condiciones de esfuerzo que deben ser contrarrestadas, son de tensión debida a flexión y de tensión diagonal debida a cortante. La ventaja principal del preesforzado es que, cuando se logra hacerlo adecuadamente, no produce el agrietamiento debido a la tensión natural que se asocia con el concreto reforzado común. Como el agrietamiento por flexión es proporcional al peralte del miembro, el cual a su vez es proporcional al claro, el uso del preesforzado elimina, en los elementos de concreto que cubren claros, la limitación en la longitud del claro, condición que se asocia con el refuerzo común. Por lo tanto, las secciones gigantescas de vigas y los claros extraordinarios son posibles, aunque de hecho ya se han logrado, si bien en su mayor parte, en la construcción de puentes.

El problema del agrietamiento también limita el uso efectivo de resistencias de concreto muy elevadas al utilizar el refuerzo común. Al eliminarse esta limitación, en la estructura presforzada se pueden utilizar de manera efectiva las mayores resistencias alcanzables del concreto; por tanto, es posible la disminución de peso, lo cual da como resultado una relación de claro a peso que, en parte vence la voluminosidad común de las estructuras de concreto que cubren claros.

Algunos otros usos del preesforzado en estructuras de edificios son los siguientes:

6.6.2.2.1 PARA COLUMNAS

Los fustes de concreto pueden ser preesforzados para usarse como columnas de edificios, pilotes precolados o postes de alumbrado o señales. En este caso, el preesforzado compensa la flexión, el cortante y la torsión asociados con el uso y el manejo durante la producción, transporte e instalación. La posibilidad de usar concreto de resistencia excepcionalmente alta, a menudo es bastante significativa en estas aplicaciones.

6.6.2.2.2 PARA LOSAS ARMADAS EN DOS DIRECCIONES

El preesforzado en dos direcciones puede ser utilizado para resistir las complejas deformaciones y condiciones de esfuerzo en losas de concreto que cubren claros en dos direcciones. Un uso especial es en la losa de pavimentación diseñada como una estructura para cubrir claros, donde se prevé el asentamiento del suelo. La reducción del agrietamiento puede ser una ventaja significativa en estas aplicaciones.

6.6.2.2.3 ANCLAJES DE SUJECCIÓN

Cuando se producen un esfuerzo alto en el anclaje, el diseño del refuerzo para tensión puede ser difícil o imposible, se pueden utilizar en ocasiones los tensores empleados para preesforzado. Los grandes empotramientos, los contrafuertes para soportar grandes muros de contención y otros elementos que requieren un considerable anclaje para resistir tensión, a veces se construyen como elementos preesforzados.

6.6.2.2.4 ANCLAJES HORIZONTALES

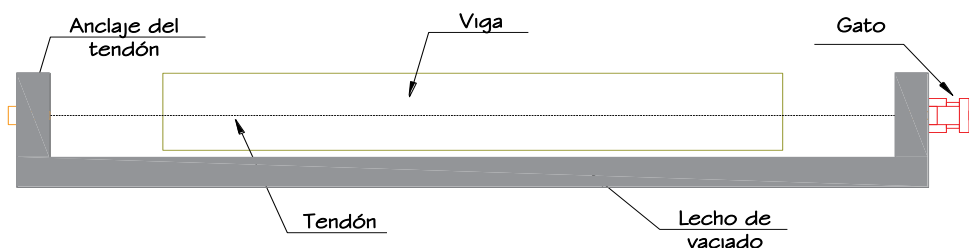
Los arcos que cubren un claro sencillo y los marcos rígidos que producen empujes hacia afuera sobre sus apoyos, se sujetan en ocasiones con tensores de preesforzado. (Ambrose, 2002, págs. 35-36)

6.6.2.3 ESTRUCTURAS PRETENSADAS

El preesforzado se logra, en general, estirando tensores de acero de alta resistencia (grupo de cables) en el interior del elemento de concreto. La fuerza de tensión se transmite, finalmente, al concreto, lo cual produce la fuerza de compresión deseada en él. Existen dos procedimientos comunes para lograr el estiramiento de los tensores: pretensado y postensado.

El pretensado consiste en estirar los tensores antes de colar el concreto. Los tensores se dejan expuestos y, mientras se endurece el concreto, éste se adhiere a los tensores. Cuando el concreto está suficientemente duro, la fuerza de tensión externa se libera y la tensión en el tensor se transmite al concreto a través de la acción adherente en las superficies del tensor. Este procedimiento requiere un elemento sustancial para producir la resistencia necesaria a la fuerza usada para estirar los tensores antes de colar el concreto. El pretensado se utiliza principalmente para producir unidades precoladas en fábrica, en las cuales el elemento resistente a la fuerza de estiramiento está constituido por la cimbra hecha de acero y diseñada para usos continuos.

Figura 8. Estructura pretensada



Elaborado por: Marco Quilumba

Características:

1. Pieza prefabricada
2. El preesfuerzo se aplica antes que las cargas

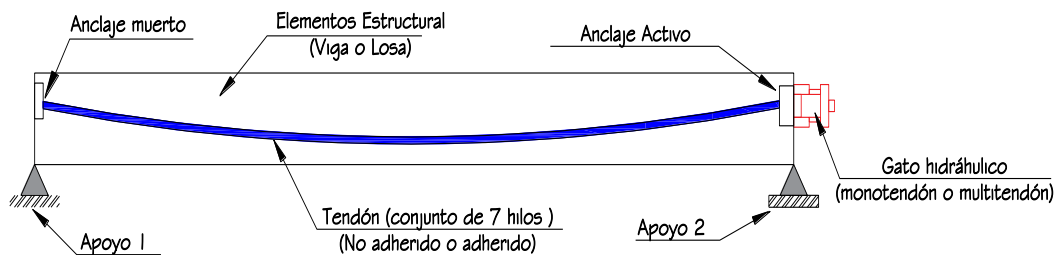
3. El anclaje se da por adherencia
4. La acción del preesfuerzo es interna
5. El acero tiene trayectorias rectas
6. Las piezas son generalmente simplemente apoyadas (elemento estático)

El pretensado se hace, sobre todo, para reducir costos. Sin embargo, tiene una desventaja particular: no permite ningún ajuste y las condiciones precisas de esfuerzo y deformación del producto terminado sólo son predecibles de manera aproximada. La calidad en la adherencia de los tensores y las propiedades exactas del concreto terminado son variables. El buen control de la calidad durante la producción puede mantener el intervalo de variación dentro de ciertos límites; sin embargo, la falta de precisión debe ser considerada en el diseño y la construcción. Un problema particular es el del control de la deflexión en las unidades adyacentes de sistemas que se ubican una junto a otra. (Ambrose, 2002, pág. 39)

6.6.2.4 ESTRUCTURAS POSTENSADAS

En el postensado, los tensores preesforzados se instalan sin tensarlos, envueltos con una manga o conduit. El concreto se vierte y se deja endurecer alrededor de las mangas y los dispositivos de anclaje en los extremos del tensor. Cuando el concreto alcanza una resistencia suficiente, el tensor se ancla en un extremo y se estira desde el otro, de manera que se ejerce una fuerza de tensión contra el concreto. Cuando se observa que esta fuerza de tensión calibrada es suficiente, el extremo tensado se sujeta en el dispositivo de anclaje, se inyecta lechada de cemento a presión para adherir el tensor al interior de la manga y se libera el gato hidráulico que producía la tensión.

Figura 9. Estructura postensada



Elaborado por: Marco Quilumba

Características:

1. Piezas prefabricadas o coladas en sitio.
2. Se aplica el preesfuerzo después del colado.
3. El anclaje requiere de dispositivos mecánicos.
4. La acción del preesfuerzo es externa.
5. La trayectoria de los cables puede ser recta o curva.
6. La pieza permite continuidad en los apoyos (elemento hiperestático).

El postensado se utiliza, en general, para diseñar elementos que se cuelan *in-situ*, puesto que no es necesario que las cimbras resistan las fuerzas de tensión producidas. Sin embargo, también se usa al fabricar elementos precolados cuando las fuerzas de tensión producidas son considerables, se desea un mayor control de la fuerza neta existente, o se tienen ambas condiciones.

Hasta que los tensores se cubren por medio de la lechada en el interior de las mangas, pueden ser tensados de forma repetida hasta obtener la fuerza al estirarlos. En algunas situaciones esto se realiza a medida que avanza la construcción, lo que permite que la estructura se ajuste a las condiciones variables de carga.

En general, el postensado es más difícil y más costoso; sin embargo, existen algunos casos en los que es la única opción para lograr la estructura preesforzada. (Espinoza, Apuntes Concreto Preesforzado, 2005), (Espinoza, Apuntes Concreto Preesforzado, 2005)

En países como Estados Unidos o Australia, el postensado es una técnica que está muy extendida, en Europa su avance ha sido mucho menor. Mientras que el 75% del acero de pretensar usado en Estados Unidos o Australia se ha empleado como postensado, en el caso de Europa el porcentaje sólo alcanza al 10%. Es de esperar un notable avance en el empleo de esta tecnología debido a las ventajas que su uso supone y que se comentarán más adelante. (Alfonso Cabo Escamilla, 2006, pág. 320), (Espinoza, Apuntes Concreto Preesforzado, 2005)

6.6.3 LOSAS POSTENSADAS

El Post-tensado en los entrepisos es una técnica de pre-carga al hormigón de una manera que elimina, o reduce, las tensiones de tracción que son inducidos por las cargas muertas y vivas; El tensado es una fuerza axial externa permanente, de magnitud predeterminada, se aplica a la pieza de hormigón, que induce una tensión de compresión en la losa.

Aparte de las posibles ventajas económicas, la razón principal para la aplicación del preesfuerzo es obtener losas libres o casi libres de grietas y deflexiones a nivel de la carga de servicio, una losa preesforzada es más rígida que una losa normal de concreto reforzado que tenga el mismo claro y espesor, ya que se dispone de la rigidez de toda la sección transversal, y no de la rigidez de una sección agrietada. La mayoría de las losas preesforzadas con acción bidireccional se apoyan directamente sobre columnas, sin vigas, ni capiteles y en general se las llaman placas planas. (R. Park, 1990)

El empleo del postensado aumenta la capacidad resistente de la losa, lo que permite a menudo el uso de una losa más delgada, el incremento entre luces y la disminución del número de elementos verticales en la estructura (columnas).

En consecuencia se produce un ahorro de materiales y una notable mejora arquitectónica por la posibilidad de disponer mayor superficie útil y más facilidad para distribuirla ya que se obtienen espacios ininterrumpidos que podrán ser adaptados a posterior según las necesidades.

Además el empleo del postensado permite reducir aproximadamente hasta un 35% la altura de la losa en comparación con una solución armada sin tener que disminuir por ello su capacidad portante. Esto equivale a una reducción importante de materiales, tanto de armadura pasiva como de hormigón, y en consecuencia, a una disminución del peso de la estructura que permitirá a su vez un ahorro en la cimentación.

Otra gran ventaja es la optimización de la altura de planta manteniendo intacta la altura libre. En caso de limitación de altura total del edificio, esta disminución de

peralte puede permitir incrementar el número de plantas. Además se puede aplicar el pretensado a la losa más rápidamente (*“entre 3 y 7 días dependiendo del curado”*), permitiendo retirar el encofrado. (Bravo Medina, 2013, pág. 14)

6.6.3.1 BASES PARA EL DISEÑO

El proceso de diseño se divide en dos fases diferentes, como en casi todos los diseños de concreto preesforzado, considerando primero los esfuerzos bajo cargas de servicio y luego la resistencia. El preesforzado se aplica normalmente a fin de satisfacer los requerimientos de la carga de servicio en combinación con un conjunto de esfuerzos permisibles. Si se revisa entonces la capacidad de falla a flexión y se encuentra que no es adecuada, se añade acero en forma de varillas corrugadas de refuerzo para aumentar la resistencia al valor necesario. La mayoría de las placas planas presforzadas sin adherencia, tendrán un refuerzo de varillas auxiliares cuando menos en las regiones de momento negativo sobre las columnas. (R. Park, 1990)

6.6.3.1.1 EL METODO DEL MARCO EQUIVALENTE

Cuando en las losas planas actúan otras cargas diferentes de las cargas balanceadas, se tiene como resultado deflexiones provenientes de la porción desbalanceada de carga, asociadas con curvaturas y momentos. Un análisis referido para tales condiciones es extremadamente complejo, involucrando no solamente las variaciones longitudinales y transversales de los momentos, sino que requiere la consideración de la rigidez torsional, la redistribución de momentos y otros efectos. Afortunadamente, hay disponibles métodos aproximados. El uso de tales métodos aproximados se justifica plenamente para el cálculo de esfuerzos y deflexiones en losas planas de concreto preesforzado diseñadas mediante el método de balanceo de cargas, debido a que es solamente la carga incremental la que se necesita considerar y esta es sólo una fracción de la total.

Para cargas verticales, se puede analizar separadamente cada piso con sus columnas; las columnas se suponen empotradas en los pisos superior e inferior. Para cumplir los requerimientos de la estática las vigas equivalentes o marcos en cada dirección deben de soportar el 100% de la carga aplicada.

De acuerdo con el código *ACI-318-77*, se debe considerar a la losa plana como apoyada en una franja de losa transversal o viga de ancho (b), igual a la dimensión de la columna en la dirección del análisis de momentos, y de altura (h), igual al peralte de la losa. La resistencia rotacional proporcionada por la losa se encuentra influenciada, no solamente por la rigidez a flexión de la columna, sino también por la rigidez torsional de la viga transversal.

Para tomar en cuenta esto, la columna real y la franja transversal de losa se reemplazan por una columna equivalente, definida de tal forma que la flexibilidad total (*inversa de la rigidez*), de la columna equivalente sea la suma de las flexibilidades de la columna real y de la franja de losa. Así:

$$\frac{1}{K_{ec}} = \frac{1}{\sum K_c} + \frac{1}{K_t}$$

Dónde:

K_{ec} = rigidez a la flexión de la columna equivalente

K_c = rigidez a la flexión de la columna real

K_t = rigidez torsional de la franja transversal de losa

Siendo todas expresadas en términos del momento por unidad de rotación. La rigidez a la flexión se puede calcular mediante las ecuaciones usuales de la mecánica y para miembros que tengan una sección transversal uniforme es igual:

$$K_c = \frac{4E_c I}{L}$$

La rigidez torsional de la franja transversal de losa se puede calcular mediante la expresión:

$$K_t = \sum \frac{9E_c C}{l_2 \left(1 - \frac{c_2}{l_2}\right)^3}$$

Dónde:

c_2 = dimensión transversal de la columna en el sentido de análisis

C = sección transversal constante de la franja transversal

E_c = módulo de elasticidad del concreto

I = módulo de inercia de la sección

L = luz o distancia del elemento

La sumatoria es aplicable para el caso típico en el cual existen franjas de losa a ambos lados de la columna. La constante (C), es inherente a la rigidez torsional de la sección transversal efectiva, y para la franja de la losa es:

$$C = \left(1 - 0.63 \frac{x}{y}\right) \frac{x^3 y}{3}$$

Dónde:

x e y = Son respectivamente, la dimensión menor y mayor de la sección transversal rectangular. (Altura de losa) = x ; (Lado de la columna en la dirección de análisis) = y

Con la rigidez efectiva de la franja de losa y las columnas halladas mediante este procedimiento, se puede continuar con el análisis de marco equivalente usando cualquier medio conveniente.

Habiendo hallado los momentos totales en las secciones críticas positivas y negativas del análisis de la viga continua o el marco equivalente, queda aún la distribución de aquellos momentos a través del ancho total de la losa en franjas de columnas y franjas centrales, tal como se sugiere a continuación:

$$\text{franja de columna} = \frac{l_1}{4} + \frac{l_2}{4}$$

La franja central está limitada por las dos franjas de columna y es igual:

$$\text{franja central} = \frac{l_1}{2}$$

Los momentos en la sección de deflexión positiva y negativa se suponen constantes dentro de los límites de la franja central o de la franja de columna. Para las losas planas presforzadas se recomienda la siguiente distribución de momentos en las secciones críticas. (NILSON, 1982)

Tabla 7. Redistribución de momentos y máximos espaciamientos

Tramos	Porcentaje de Reajuste	Espaciamiento máximo ACI
Un solo claro	55 a 60 % a la franja de columna y el resto a la franja central.	$S_{max} = 4h$
Claros continuos	65 a 75 % a la franja de columna y el resto a la franja central.	$S_{max} = 6h$

Fuente: (NILSON, 1982)

Algunas especificaciones recopiladas de versiones anteriores al *ACI*, aconsejan que el máximo espaciamiento de los tendones en las fajas de columnas no deberá exceder de 4 veces el espesor de la losa y que el máximo espaciamiento de los tendones en las fajas medias no debe exceder de 6 veces el espesor de la losa. (R. Park, 1990, pág. 616)

6.6.3.1.2 ESFUERZOS BAJO CARGAS DE SERVICIOS

Si no existe conexiones rígidas a las columnas, al considerar los efectos de las cargas muertas y vivas, así como las cargas distribuidas equivalentes de las fuerzas del preesfuerzo, se acepta el análisis de las losas por los métodos generales, pero se hace mayor énfasis sobre el método del marco equivalente o en el análisis de una viga continua. Si se tiene en cuenta las cargas distribuidas equivalentes de la fuerza de Preesfuerzo, se presenta el concepto de la “*carga balanceada*” que permite al proyectista seleccionar un nivel de fuerza de preesfuerzo que minimice las deflexiones.

En la etapa de diseño, cada faja de la losa se considera como una viga ancha los momentos uniformemente distribuidos sobre el ancho de la faja. Luego se evalúan los esfuerzos usando la ecuación elástica. (R. Park, 1990, pág. 615)

$$f_c = \frac{F_{se}}{A} \pm \frac{F_{se}(e')c}{I} \pm \frac{Mc}{I} \quad \text{Ec. (1)}$$

Dónde:

F_{se} = Fuerza de preesfuerzo

A = Área de la sección transversal

(e') = Excentricidad de la fuerza de preesfuerzo, incluyendo los efectos de los momentos secundarios inducidos por el preesfuerzo.

I = Momento de inercia de la sección transversal

M = Momento debido a las cargas de servicio

c = Distancia del eje centroidal a la superficie del miembro

Nótese que $F_{se}(e')$ es el momento resultante del preesfuerzo determinado aplicando las cargas equivalente distribuidas, de las fuerzas de preesfuerzo a las losas y calculando los momentos resultantes como para las otras cargas impuestas.

Será necesario comprobar los esfuerzos para el caso de que solo estén presentes cargas muertas y para cargas muertas viva en los patrones críticos de carga. Estos esfuerzos se consideran solamente como aproximaciones preliminares, puesto que los momentos no están uniformemente distribuidos a través de la sección, lo que resulta especialmente cierto en las regiones de momento negativo, donde los momentos locales por ancho unitario en las columnas pueden ser unas cuantas veces mayores que el momento promedio por ancho unitario.

Debido a la concentración real pero no calculada de los esfuerzos en la columna, el esfuerzo promedio a compresión de la fibra media, en la región de momento negativo se limita a $0.30f'_c$ en vez de $0.45f'_c$ generalmente aplicable al concreto preesforzado en los edificios.

El (ACI 318-08, 2008, pág. 305). *Cap. 18.9.3.3* dice “*en la zona de momento negativo sobre las columnas de apoyo, el área mínima de refuerzo adherido (A_s), en la parte superior de la losa en cada dirección debe calcularse mediante...*” se provee varilla corrugada de refuerzo o malla electrosoldada con un área no menor de: (R. Park, 1990, pág. 615) y (ACI 318-08, 2008, pág. 305)

$$A_s = 0.00075 * A_{cf} \quad \text{Ec. (2)}$$

Dónde:

A_{cf} = Es el área de la sección transversal bruta de la franja viga-losa en los dos pórticos que se intersecan en una losa en dos direcciones.

Directamente encima y adyacente a las columnas, entre líneas que están a una distancia de $1.5h$ fuera de las caras opuestas de la columna y que se extienden hasta $1/6$ del claro libre. Deben colocarse por lo menos 4 barras o alambres en cada dirección. El espaciamiento del refuerzo adherido no debe exceder de 300 mm.

El (ACI 318-08, 2008, pág. 305). *Cap. 18.9.3.2* dice “*En zonas de momento positivo donde el esfuerzo de tracción calculado en el concreto bajo carga de servicio excede $0.53\sqrt{f'_c}$ (en el sistema mks) el área mínima del refuerzo adherido debe calcularse mediante:*”

$$A_s = \frac{Nc}{0.5f_y} \quad \text{Ec. (3)}$$

Dónde:

A_s = Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción, acero dulce

Nc = Es la fuerza de tracción (tensión) en el concreto bajo las cargas

f_y = Es el esfuerzo de fluencia del refuerzo auxiliar, pero no mayor de $4200Kg/cm^2$

Se han construido estructuras con los tendones uniformemente distribuidos a través del ancho total del panel, pero en uno de los casos, los resultados no fueron enteramente satisfactorios en términos de agrietamientos y deflexiones. *Brotchie*, infiere de esta y otras pruebas, que la distribución de los tendones debe seguir razonablemente de cerca la distribución elástica de los momentos, y sugiere que mientras mayor sea la relación claro/peralte, más estrechamente se deberán ajustar a la distribución elástica de momentos, si ha de ser satisfactorio el comportamiento bajo carga de servicio.

Se han construido algunas estructuras en las que todos los tendones en una dirección se agrupan en una estrecha banda sobre y cerca de las líneas de columnas, mientras que los tendones en la dirección ortogonal están uniformemente distribuidos. El concepto de diseño significa que los tendones estrechamente espaciados se toman como si formaran una viga en una dirección que la losa trabaja en este caso como una losa armada en una dirección entre vigas en la otra dirección.

El trabajo de diseño no se realiza siguiendo estas etapas, pero se obtiene un resultado final similar. Se determina un juego de tendones, pero se obtiene un resultado similar. Se determina un juego de tendones que balancee toda la carga en la dirección (X) y se halla otro juego, que también balancee toda la carga en la dirección (Y). Para una solución práctica se podrían usar espaciamientos para los tendones:

- 1) Un espaciamiento muy estrecho inmediatamente encima de las columnas
- 2) Una espaciamiento más amplio en el resto de la faja de columna, y
- 3) Un espaciamiento aún más amplio en la faja media

6.6.3.1.3 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

También la estructura debe ser adecuada para las cargas últimas factorizadas. El análisis de la resistencia es relativamente simple, especialmente en una losa sin adherencia en la que la capacidad de momentos no es particularmente sensible a la distribución de los tendones. El momento aplicado que actúa en una sección crítica en todo el ancho de un panel, se halla multiplicado los momentos de servicios de las cargas muerta y viva. (R. Park, 1990, pág. 621)

$$M_u = 1.2 M_d + 1.6 M_l \quad \text{Ec. (4)}$$

Dónde:

M_d = Momento debido a cargas muertas permanentes

M_l = Momento debido a cargas vivas

El momento resistente de una sección que contiene tanto varilla de refuerzo de área A_s , con adherencia, como tendones pos tensionados de áreas A_{ps} , se encuentra por medio de la siguiente expresión o alguna otra equivalente:

$$M_{Ru} = \phi \left[A_{ps} * f_{ps} \left(d_{ps} - \frac{a}{2} \right) + A_s * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] \quad \text{Ec. (5)}$$

Dónde:

M_{Ru} = Momento resistente máximo en función de los materiales y la sección

$\phi = 0.90$ Factor de reducción de resistencia a flexión

A_{ps} = Área de acero pos tensionado en la losa de ancho b

f_{ps} = Esfuerzos en el acero de preesfuerzo en la falla por flexión

d_{ps} = Peralte efectivo del acero preesfuerzo

a = Peralte de la zona rectangular equivalente a compresión

$$a = \frac{(A_{ps} * f_{ps} + A_s * f_y)}{0.85 * b * f'_c} \quad \text{Ec. (6)}$$

b = Ancho de la sección que se considera

A_s = Área de varilla corrugada de refuerzo, en el ancho b

f_y = Esfuerzo de fluencia de las varillas de refuerzo

d = Peralte efectivo de las varillas de refuerzo

La única incógnita es f_{ps} :

Para tendones rellenos con lechada, la ecuación del *ACI-318-77* da:

$$f_{ps} = f_{pu} * \left(1 - 0.5\rho_p \frac{f_{pu}}{f'c} \right) \quad \text{Ec. (7)}$$

Dónde:

f_{ps} = Esfuerzos en el acero de preesfuerzo en la falla por flexión

f_{pu} = Esfuerzo de ruptura de los tendones

ρ_p = Cuantía de refuerzo de acero preesforzado

$f'c$ = Resistencia del hormigón a los 28 días

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{d_p * b} \quad \text{Ec. (8)}$$

Dónde:

d_p = Peralte efectivo del acero de preesfuerzo

b = Base de la sección de viga-losa

Para tendones sin adherencia, la ecuación del (*ACI 318-08, 2008*) (*Ec 18-4*) da:

$$f_{ps} = f_{se} + 700 + \frac{f'c}{100\rho_p} \quad \text{Ec. (9)}$$

Dónde:

f_{se} = Preesfuerzo efectivo bajo cargas de servicio después de las pérdidas

f_{ps} = Esfuerzos en el acero de Preesfuerzo en la falla por flexión

6.6.3.1.4 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

Los esfuerzos cortantes cerca de la columna de una placa plana pueden constituir un problema, y el preesfuerzo en la losa podrá incrementar algo la resistencia al cortante, pero no elimina el problema. Las “*Tentative Recommendations*” aconseja al ingeniero que calcule esfuerzos cortantes nominales sobre un perímetro situado a una distancia $d/2$ fuera de la columna. Estos esfuerzos, calculados usando las cargas últimas factorizadas y divididos entre el factor de reducción de resistencia al cortante, $\phi = 0.85$ se comparan entonces con la capacidad del concreto. El esfuerzo cortante se calcula como: (R. Park, 1990, pág. 624)

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b_o * d} \quad \text{Ec. (10)}$$

Dónde:

v_u = Esfuerzo cortante actuante en la sección en Kg/cm²

V_u = Es la fuerza cortante factorizada que actúa sobre dicho perímetro

b_o = Es la longitud del perímetro a una distancia $d/2$ de la columna

$$b_o = 2A + 2B + 4d$$

A = Longitud de cara de la columna en el sentido (x)

B = Longitud de cara de la columna en el sentido (y)

d = Peralte efectivo

ϕ = Factor de reducción de resistencia a corte $\phi = 0.85$

Propone la **Ec. 11**, (R. Park, 1990, pág. 625), establece la capacidad del cortante del concreto en el sistema (SI) (N/mm^2) por:

$$1 \frac{N}{mm^2} = 10.2 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\text{Sistema (SI)} \quad v_{cw} = 0.29\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc} \quad \text{Ec. (11)}$$

La capacidad del cortante del concreto, su equivalencia en el sistema (mks), un extracto del (ACI 318-08, 2008, pág. 170) (*Ec 11-12*) es:

$$\text{Sistema (mks)} \quad v_{cw} = 0.93 * Y * \sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}$$

Dónde:

v_{cw} = Resistencia nominal a cortante proporcionado por el concreto cuando se produce la fisuración diagonal como resultado de esfuerzos principales altos de tracción en el alma

f_{pc} = Esfuerzo promedio de compresión en la losa

$$f_{pc} = \frac{f_{se} * A_{ps}}{A_g} \quad \text{Ec. (12)}$$

f_{se} = Preesfuerzo efectivo bajo carga de servicio después de las pérdidas

$A_g = (b * h)$ = Área de sección transversal de la sección analizada

A_{ps} = Área del Acero de preesfuerzo

b = Ancho de la losa que contiene el área de preesfuerzo del acero, A_{ps}
(normalmente el ancho total de la estructura o un panel completo)

h = Espesor de la losa

Y = Factor del (ACI 318-08, 2008) de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano (*literal 8.6.1*), relativa a los concretos de peso normal (*literal 12.2.4 (d)*; ($Y = 1$)) de igual resistencia a la compresión.

La condición por corte, para ser aceptada tendrá que:

$$v_u < v_{cw} \quad \approx \quad ok$$

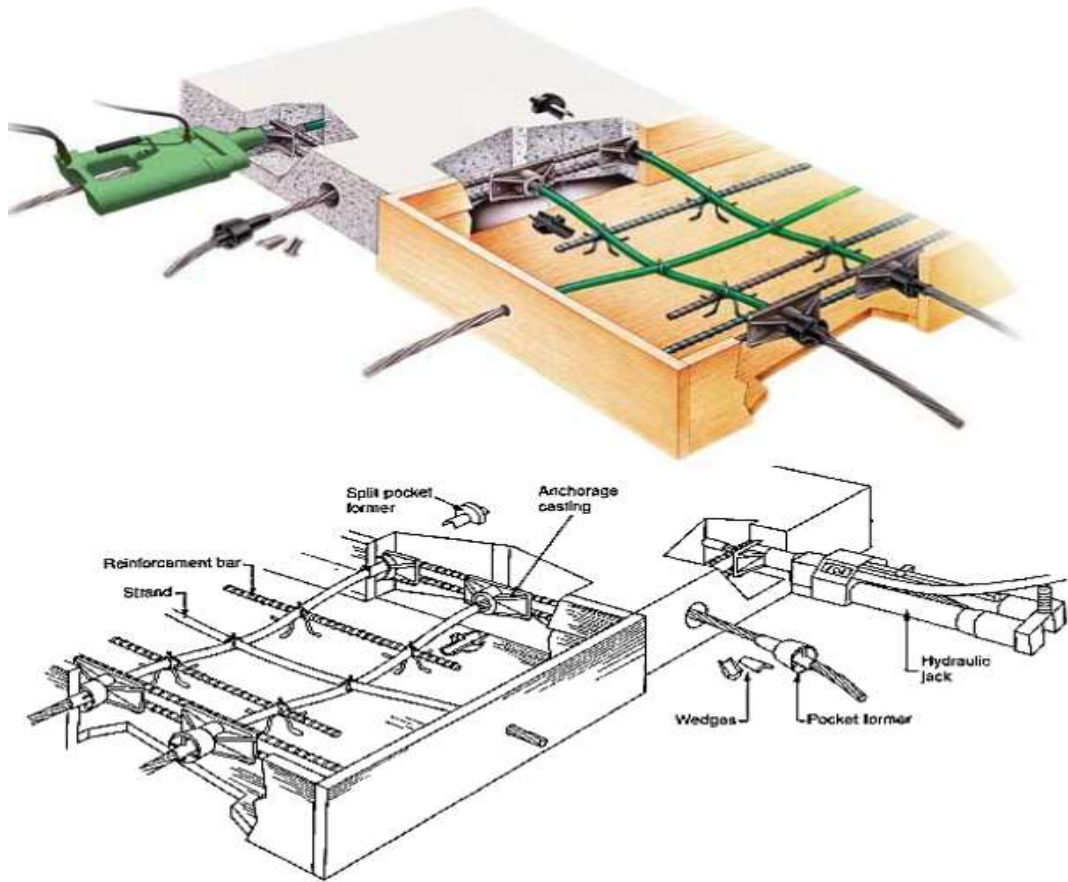
Tomando como referencia los apuntes de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica del módulo de Hormigón III, impartida por el Ing. M.Sc. Wilson Medina, se establece el esfuerzo admisible ante el punzonamiento.

$$v_{adm} = 1.06\sqrt{f'c}$$

La condición por corte, para ser aceptada tendrá que:

$$v_u < v_{adm} \quad \approx \quad ok$$

Figura 10. Estructura de losa postensada

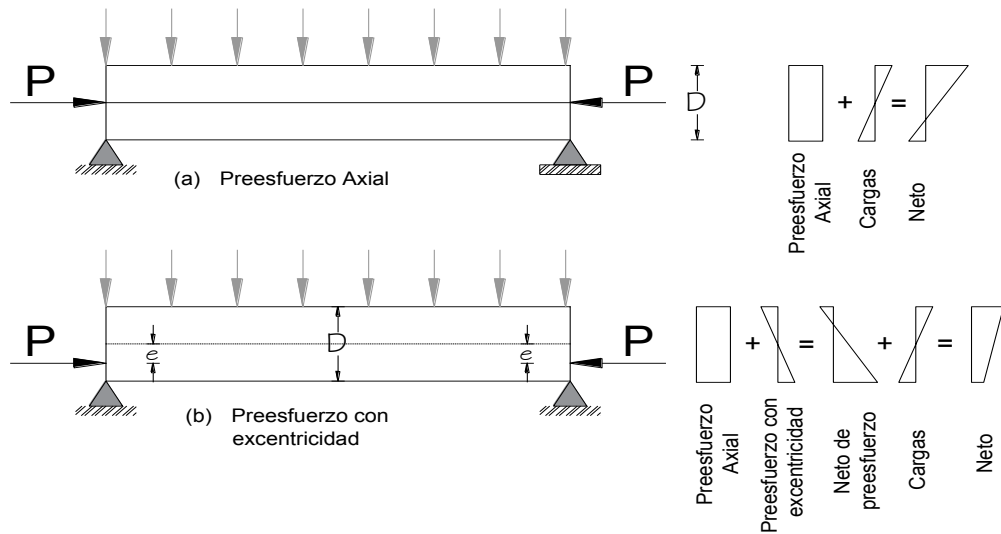


Fuente: (Williams, 1995, pág. 3)

La técnica del hormigón postensado consiste en tesar la armadura activa (torones), después del fraguado del hormigón del elemento estructural y cuando éste ha alcanzado una resistencia suficiente para soportar las tensiones provocadas por los torones. Las fuerzas del postensado se transmiten al hormigón a través de anclajes especiales que están fijos en los extremos de la pieza (elemento estructural, losa).

El postensado es una técnica de equilibrio que utiliza la carga equivalente (sumatoria de carga muerta + carga viva) la cual es transferida a los tendones en acción de fuerza para un equilibrio de fuerzas en dicha losa. Los factores como luces a vencer, peralte y condiciones arquitectónicas determinan la excentricidad de los torones los cuales puede ser, con excentricidad o sin excentricidad.

Figura 11. Excentricidad del postensado



Elaborado por: Marco Quilumba

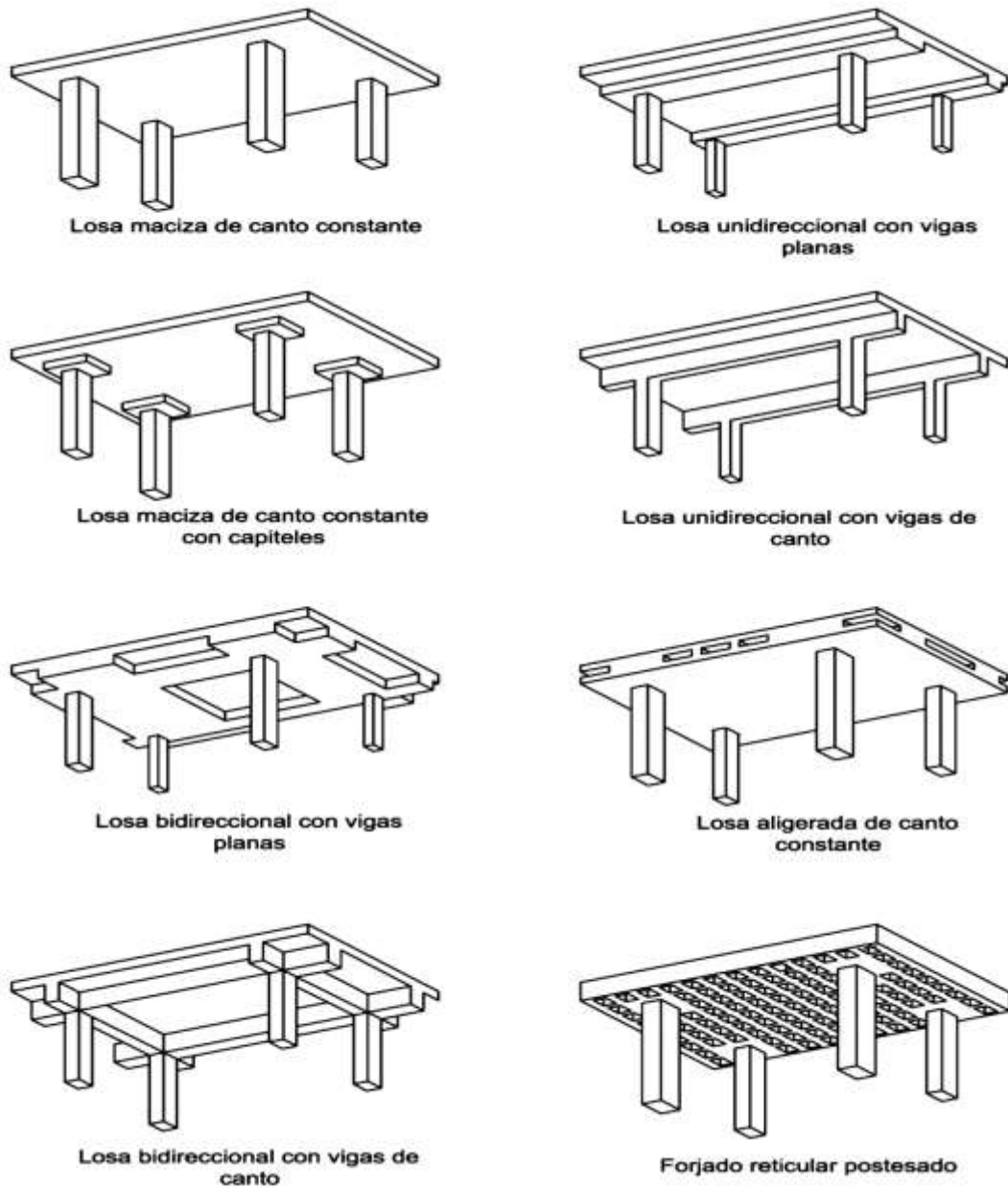
Fuente: (Williams, 1995, pág. 4)

6.6.3.2 TIPOLOGÍA DE LOSAS POSTENSADA

Las losas postesadas, de configuración más frecuente, según su tipología en la aplicación del postensado con torones adherente o no adherente en edificación, pueden plantearse de distintas formas, siendo así las más conocidas y desarrolladas en el mercado de la construcción.

- Losas con distribución de tendones unidireccional en dos direcciones ortogonales.
- Losas bidireccionales con canto constante.
- Losas bidireccionales con capiteles o forjados aligerados (para luces mayores).
- Losas bidireccionales combinadas con vigas descolgadas en una o dos direcciones.

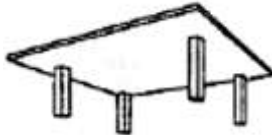
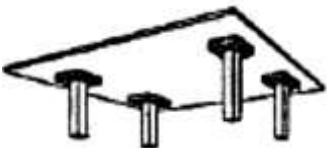



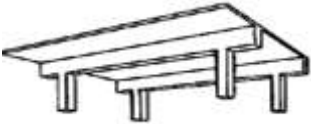
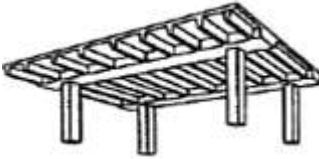

Figura 12. Tipología de losas postensadas



Fuente: (Alfonso Cabo Escamilla, 2006)

La gran mayoría de las configuraciones son competitivas, dependiendo del tipo de proyecto y las solicitaciones de cargas, para luces pequeñas a partir de los 7 metros de luz es rentable, puesto que su eficiencia es para luces promedio entre los 8 a 20 metros cuidando su estabilidad y sus diferentes chequeos.

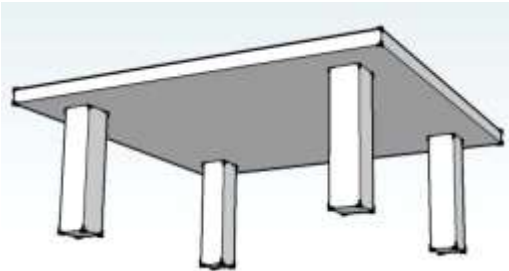

Tabla 8. Clasificación según el tramo de losa

<p>Losa maciza de canto constante</p> 	<p>Luz máxima = 7 – 10 metros Criterio de limitación: Punzonamiento</p>
<p>Losa maciza con ábacos</p> 	<p>Luz máxima = 11.50 metros Criterio de limitación: Acumulación de armadura Pasiva</p>
<p>Losa maciza con capiteles</p> 	<p>Luz máxima = 12 metros Criterio de limitación: Flechas</p>
<p>Losa plana con vigas anchas descolgadas</p> 	<p>Luz máxima = 13 metros Criterio de limitación: Acumulación de armadura Pasiva</p>
<p>Forjado Reticular</p> 	<p>Luz máxima=12.50 metros Criterio de limitación: Acumulación de armadura Pasiva</p>
<p>Losa plana con vigas descolgadas</p> 	<p>Luz máxima=18 - 20 metros Luz máxima de losa=5.50 – 6.00 metros Criterio de limitación: Flecha de vigas</p>
<p>Forjados unidireccional con vigas</p> 	<p>Luz máxima=13.50 metros Luz máxima de nervios=12.50metros Criterio de limitación: Acumulación de armadura Pasiva</p>
<p>Forjados de vigas y losa con nervios secundarios</p> 	<p>Luz máxima=Parecido al anterior Criterio de limitación: Depende del espesor de la losa</p>

Fuente: (Freyssinet, 2005)

Un sistema de piso consta esencialmente de elementos de losa y de la viga. Una losa puede ser sólida o con nervios, ya sean estos unidireccionales o bidireccionales; puede, o no tener ábacos o capiteles en las columnas. Una viga puede ser una descolgada, o una viga banda. Cada combinación de las características anteriores tiene sus méritos y sus usos; ninguno puede ser menos eficiente que otra, todo depende de la configuración estructural, luces a vencer, solicitaciones de cargas y disposiciones arquitectónicas, en todo caso siempre dependerá la mejor configuración para el tipo de proyecto.

Tabla 9. Clasificación y coeficientes según el tipo de losa

LOSA MACIZA EN DOS DIRECCIONES					
Aplicación	Luces aceptables	Relación canto / luz			Limitación
		Carga ligera	Carga mediana	Carga grande	
Habituales para luces y cargas en la edificación	De 7m a 10 m	1/48	1/40	1/34	Verificación al Punzonamiento
<p>Ventajas: Simplicidad del encofrado. Facilidad de paso de conductos para instalaciones.</p> <p>Desventajas: Son susceptibles al punzonamiento. Consumo de hormigón debido a la falta de aligeramiento.</p>					
LOSAS CON CAPITALAS O ÁBACOS					
Aplicación	Luces aceptables	Relación canto / luz			Limitación
		Carga ligera	Carga mediana	Carga grande	
Habituales para luces y cargas en la edificación	De 10 m a 12 m	1/36	1/30	1/28	Concentración excesiva de armaduras.
<p>Ventajas: Mayor resistencia al punzonamiento, menor consumo de hormigón y menor concentración de armaduras sobre las columnas o columnas.</p> <p>Desventajas: Mayor costo del encofrado.</p>					

LOSAS BIDIRECCIONALES ALIGERADAS

Aplicación	Luces aceptables	Relación canto / luz			Limitación
		Carga ligera	Carga mediana	Carga grande	
Su empleo es óptimo en luces importantes.	De 12 m a 13 m	1/35	1/30	1/28	Anchos de nervios de 10 a 15cm.

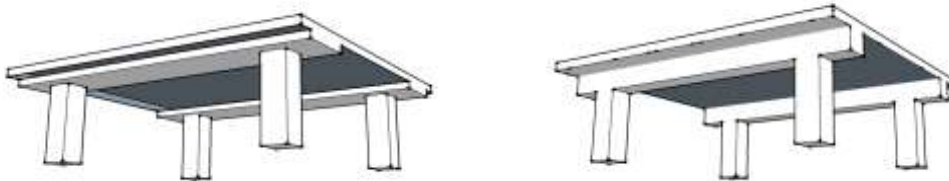


Ventajas: Losas aligeras. Facilidad de paso de conductos para instalaciones.
Desventajas: Son susceptibles al punzonamiento. Excesivos casetones, encareciendo la obra.

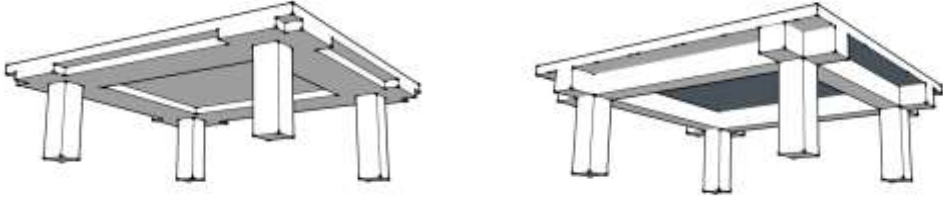
LOSAS CON VIGAS ENTRE SOPORTES UNIDIRECCIONALES

Aplicación	Luces aceptables	Relación canto / luz	Limitación
		Carga grande	
Se emplean cuando las cargas y/o las luces son elevadas	Unidireccional: 10m a 20m	Sistemas unidireccionales de vigas planas: de 10m a 15m (canto alrededor de 1/30 de la luz transversal).	Verificación al punzonamiento, concentración excesiva de armaduras y la flecha admisible.
		Sistemas unidireccionales de vigas de canto: de 10m a 20m (canto alrededor de 1/15 de la luz transversal) combinadas con luces transversales de hasta 6m.	

Las vigas pueden ser planas cuando el canto inferior de la viga está poco separado del canto inferior de la losa y su ancho es importante o tener un canto importante con respecto al canto de la losa y su ancho es del orden de la dimensión de las columnas.



Ventajas: Mayor resistencia al punzonamiento, menor consumo de hormigón y menor concentración de armaduras sobre los columnas o columnas. **Desventajas:** Mayor costo del encofrado.

LOSAS CON VIGAS ENTRE SOPORTES BIDIRECCIONALES					
Aplicación	Luces aceptables	Relación canto / luz			Limitación
		Carga ligera	Carga mediana	Carga grande	
Se emplean cuando las cargas y/o las luces son elevadas.	Bidireccional: 10m a 20m	1/28	1/18 a 1/20	1/15	Verificación al punzonamiento, concentración excesiva de armaduras y la flecha admisible.
					
<p>Ventajas: Mayor resistencia al punzonamiento, menor consumo de hormigón y menor concentración de armaduras sobre los columnas o columnas. Desventajas: Mayor costo del encofrado.</p>					

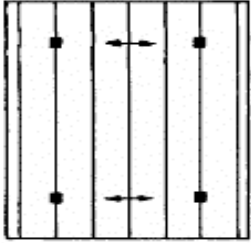
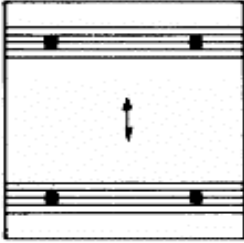
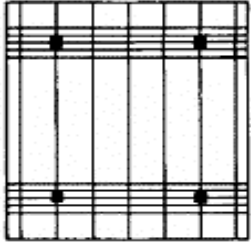
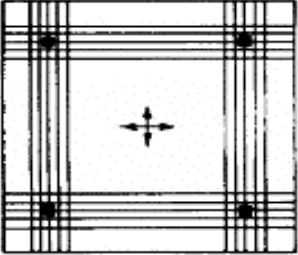
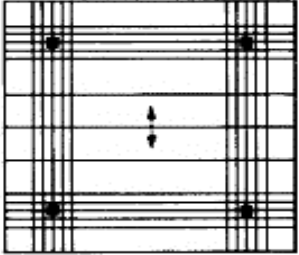
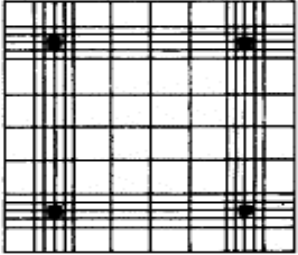
Elaborado por: Marco Quilumba

Fuente: (Ing. Carlos Miglioli, 2002)

6.6.3.3 DISPOSICIONES TÍPICAS DE ARMADO DE TENDONES EN LAS LOSAS POSTENSADAS

Para la distribución de los tendones en la losa, distintamente de la configuración elegida, existen distintas posibilidades de varios autores y grandes constructoras especialistas en estructuras preesforzadas, las más usadas estructuralmente son las losas postensadas en los dos sentido y con mayor control de calidad las losas postensadas en un sentido y la reforzadas con hormigón armado en el otro sentido, para contrarrestar el flujo plástico del hormigón (*creep*) y tener una mejor adherencia con el concreto y así una mejor distribución de esfuerzos internos. De ser el caso para grandes luces y bajo solicitaciones de cargas grandes se emplean losas y vigas postensadas con acero de temperatura (armadura pasiva). Para una mejor apreciación de la distribución de los torones se describe a continuación:

Tabla 10. Disposición del armado activo (torones)

Armado unidireccional en la losa postensadas		
 <p>(a)</p>	 <p>(b)</p> <p style="text-align: center;">One-way slab panels</p>	 <p>(c)</p>
<p>La figura (a) Se utiliza esta disposición ya sea donde las vigas son de distancias cortas de poca profundidad y una envergadura dentro de la capacidad de hormigón armado. Esencialmente estos paneles rectangulares son aproximadamente la relación de 2:1</p>	<p>La figura (b) es especialmente para tableros cuadrados y muy utilizados en losas inaccesibles debido a su reforzamiento en el sentido de la flecha. Estos tendones no contribuyen directamente a la resistencia de la losa pero son útiles en la distribución de las concentraciones de carga y el control de la contracción.</p>	<p>La figura (c) es una combinación de (a) y (b), la losa y las vigas son ambos postensado y la más utilizada. Los tendones deben ir dentro del espesor de la losa si cumple con el espesor mínimo. La relación aproximadamente es 1: 5.</p>
Armado bidireccional en losas postensadas		
 <p>(d)</p>	 <p>(e)</p> <p style="text-align: center;">Two-way slab panels</p>	 <p>(f)</p>
<p>La figura (d) es adecuada para casi tableros cuadrados de tramos relativamente cortos, que no excedan de 8m, tiene que estar dentro de la capacidad de hormigón armado. Esta disposición se encuentra en losas donde los entrepisos postensado son reticulados y alivianados.</p>	<p>La figura (e) muestra una disposición en la que los tramos de la losa están en dos direcciones; pero está pretensado en una sola dirección, y en la otra dirección actúa como un tablero reforzado de hormigón armado. Es una losa parcialmente pretensada cuidando su agrietamiento y deflexión.</p>	<p>La figura (f) muestra la disposición para una losa post tensado de dos vías que consiste en tableros solamente cuadrados y reticulados. Esto es adecuado para losas macizas en un mínimo Se requiere la profundidad de la construcción. La acumulación de torones es un problema en lo constructivo.</p>

Elaborado por: Marco Quilumba

6.6.3.4 ESPESOR DE LOSA

Una de las principales ventajas de post-tensado es que el piso se puede hacer menos profundo de lo que sería en el hormigón armado. Un piso de hormigón armado puede tener mayor deflexión que un piso postensado (con la misma carga y profundidad).

La profundidad mínima posible para cualquier tipo de entrepiso depende de un número de factores, tales como:

- La resistencia del hormigón,
- Longitud de tramo,
- La intensidad de la carga,
- Si la sección es sólida o de crucería (nervios descolgados bidireccionales), y proporciones de costillas (nervios descolgados unidireccionales).

Se muestran distintos tipo de losas postesadas, recomendadas según el nivel de cargas. Las cargas se clasifican en:

Tabla 11. Clasificación de cargas en la losa

Rango de Carga	Carga Distribuida (KN/m ²)	Carga Distribuida (Kg/m ²)
Ligeras:	de 2 a 5	≈ 200 a 500
Medias:	de 5 a 10	≈ 500 a 1000
Elevadas	mayores de 10	≈ mayores a 1000

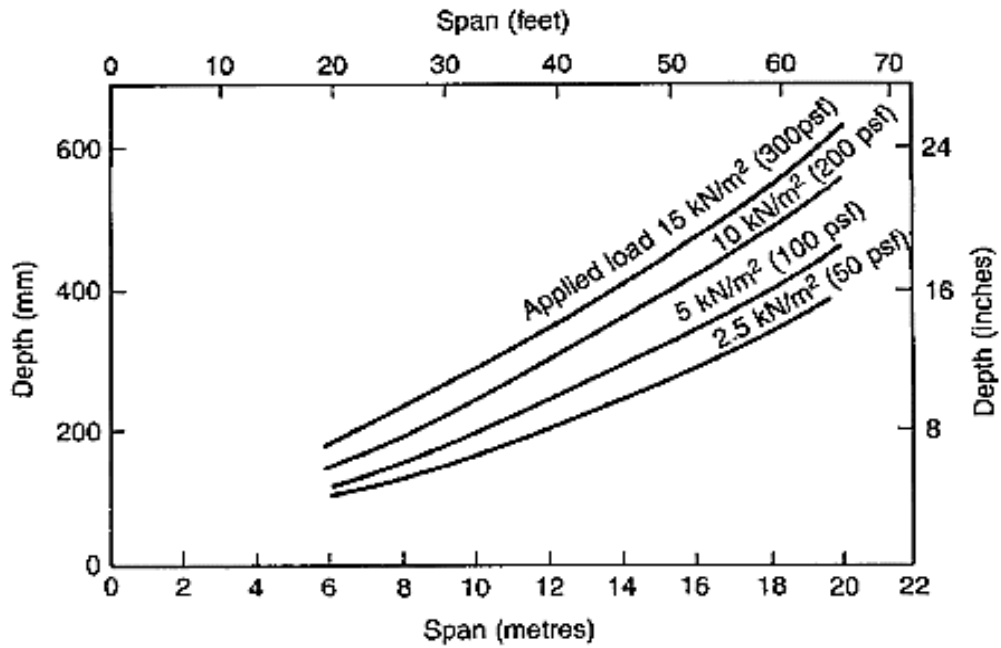
Elaborado por: Marco Quilumba

Fuente: (Williams, 1995)

Equivalencia

$$1 \frac{KN}{m^2} = 101.97 \frac{Kg}{m^2}$$

Gráfico 8. Altura de losa dependiendo de la carga y su luz



Fuente: (Williams, 1995)

Tabla 12. Relaciones Espesor / Luz propuesta por el Post Tensioning Institute (PTI)

Tipo de Losa	Relación Canto / Luz (d / L)
Losas en una dirección	1 / 48
Losas en dos direcciones	1 / 45
Losas con capiteles (capitel $> L/6$)	1 / 50
Losas bidireccionales con vigas en dos direcciones	1 / 55
Losas aligeradas con casetones	1 / 35
Vigas de altura ($b \cong d / 3$)	1 / 20
Vigas planas ($b \cong d \times 3$)	1 / 30

Elaborado por: Marco Quilumba

Fuente: (Post Tensioning Institute, 2006)

Tabla 13. Relaciones Canto / Luz (Empresa CCL)

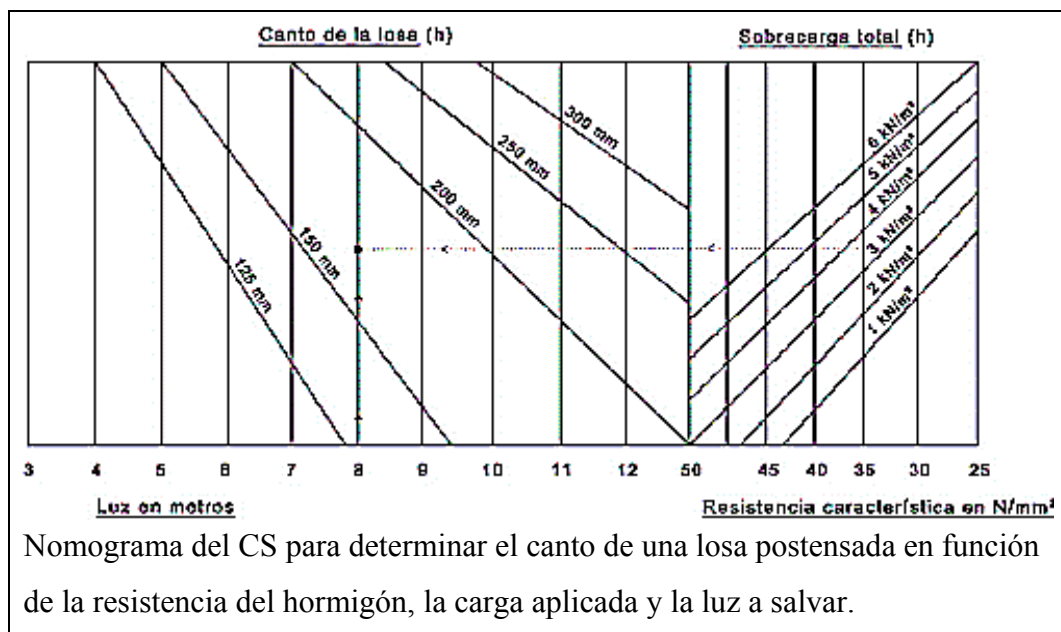
Section Type		Total Imposed Load (kN/m ²)	Span/Depth Ratio for 6m ≤ L ≤ 13m*	
1. SOLID FLAT SLAB		2.5 5.0 10.0	40 36 30	
2. SOLID FLAT SLAB WITH DROP PANELS		2.5 5.0 10.0	44 40 35	
3. SOLID FLAT SLAB WITH DROP CAPS		2.5 5.0 10.0	40 36 30	
4. BANDED FLAT SLAB		2.5 5.0 10.0	Slab 45 40 35	Beam 25 22 18
5. WAFFLE FLAT SLAB WITH SOLID PANELS		2.5 5.0 10.0	28 26 23	
6. WAFFLED SLAB WITH BAND BEAM		2.5 5.0 10.0	28 26 23	
7. RIBBED SLAB		2.5 5.0 10.0	30 27 24	
8. SOLID SLAB WITH NARROW BEAM		2.5 5.0 10.0	Slab 42 38 34	Beam 19 16 13

Fuente: (CCL, 2011)

Tabla 14. Nomograma del CS (Concrete Society - Technical Report N° 25)

Relación espesor / luz propuestas por el Concrete Society		
Tipo de construcción	Carga	Relación luz/canto
Vigas	Media (oficinas)	lx / 18 a lx / 28
	Elevada	lx / 15 a lx / 20
Losas aligeradas con casetones	Media	lx / 26 a lx / 32
	Elevada	ly / 20 a ly / 28
Losas en dos direcciones	Ligera	ly / 40 a ly / 48
	Media	ly / 34 a ly / 42
	Elevada	ly / 28 a ly / 36

lx es la luz del vano menor. ly es la del vano mayor



Fuente: (Postensioned Flat Slabs Design Handbook, 2002)

6.6.3.5 ARMADO EN ELEMENTOS IMPORTANTES DE LA LOSA

6.6.3.5.1 CAPITELES

El armado de capiteles es una de las partes más complejas en la ejecución de losas postensadas de escaso peralte. Los grandes esfuerzos que se desarrollan sobre las columnas por la acción del postensado, hace necesario colocar armadura que trabaja ante el punzonamiento. La armadura del capitel debe permitir el paso de los torones: en las losas unidireccionales, los torones de los nodos que trabajan y soportan la losa en ese sentido, y en el caso de las losas bidireccionales, el cruce de los torones, perpendiculares entre sí, sin afectar su trayectoria.

La concentración de armaduras de ambos tipos junto con los recubrimientos mínimos que deben respetarse, haciendo casi imprescindible la realización de un plano que permita ver qué elementos entran en conflicto.

Debe respetarse:

- Cuantías y geometría de la armadura pasiva.
- Trazado de los tendones de la armadura activa respetando la excentricidad necesaria.
- Recubrimientos mínimos por durabilidad y contra el fuego.

En algunos casos es preciso descolgar el capitel de la losa, solución que debe intentarse evitar para facilitar la puesta en obra. (Cataluña, upcommons.upc.edu, 2001)

Imagen 2. *Detallado y armado de un capitel de columna*



Fuente: *(Bravo Medina, 2013)*

6.6.3.5.2 ANCLAJES

Tras los anclajes de postensado (ya sean activos, pasivos exteriores, o pasivos embebidos) debe disponerse una armadura específica de refuerzo, capaz de absorber por confinamiento la presión que ejercen los anclajes y capaz de absorber las tracciones perpendiculares al eje del tendón que se generan en esa zona.

Los anclajes de postensado concentran su fuerza en una zona reducida de hormigón que es preciso reforzar recurriendo a dos mecanismos.

- Confinando el hormigón tras el anclaje en una jaula de armadura pasiva que permite aumentar sus prestaciones.
- Mediante una serie de cercos transversales que absorben las tracciones perpendiculares al eje. (Cataluña, upcommons.upc.edu, 2001)

La mayoría de sistemas de postensado informan sobre la cuantía y disposición de dicha armadura de refuerzo. No obstante, aunque en los anclajes para losas postensadas esa armadura de refuerzo se resuelve con barras de diámetro entre 8 y 12 mm, se debe simplificar dicha armadura combinándola con la de la propia losa en aras a facilitar su colocación.

Es importante comprobar en obra la existencia de dicha armadura, su profundidad y la separación del anclaje. (Cataluña, upcommons.upc.edu, 2001)

En algunos catálogos de fabricantes de sistemas se indica una separación mínima entre anclajes. Esas separaciones normalmente obedecen a la utilización de anclajes aislados en contornos predeterminados. Los anclajes pueden juntarse hasta tocarse entre sí, si se estudia la zona y se arma convenientemente.

Imagen 3. Detallado y armado de bandas de anclajes



Fuente: (Bravo Medina, 2013)

6.6.4 CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

6.6.4.1 MATERIALES

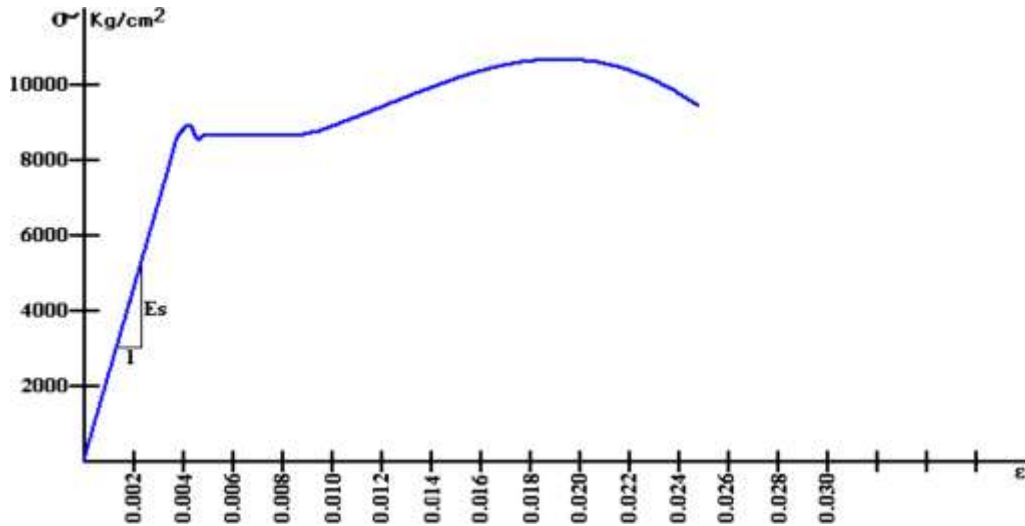
6.6.4.1.1 ACERO ESTRUCTURAL

El acero es una aleación basada en hierro, que contiene carbono y pequeñas cantidades de otros elementos químicos metálicos. Generalmente el carbono representa entre el 0.5% y el 1.5% de la aleación. Está destinado a resistir principalmente esfuerzos a tracción, corte y torsión; este representa un material apto para combinarse con el hormigón debido a que el concreto trabaja a compresión y al combinarlos técnicamente estos trabaja como un material isotrópico, aportando como resultado al hormigón armado.

6.6.4.1.1.1 MÓDULO DE ELASTICIDAD

Es la pendiente de la recta que identifica al rango elástico de comportamiento de los materiales, y en el caso del acero se representa “ E_s ”

Figura 13. Módulo de elasticidad del acero de refuerzo



Fuente: (Ing. M.Sc. Marcelo Romo Proaño, 2008)

Numéricamente el módulo de elasticidad es el cociente entre el esfuerzo y la deformación unitaria dentro del rango elástico.

$$E_s = \frac{\sigma}{\epsilon}$$

En los aceros estructurales sólidos en barra o en perfil, utilizados en el hormigón armado, tienen una densidad sólida de 7850 Kg/m³, prácticamente en todos los casos se tiene un único módulo de elasticidad, lo que en las *curvas esfuerzo-deformación* se refleja en la pendiente única de los aceros con características diferentes (ACI 318-08, 2008) (*literal 8.5.2*). (Proaño, 2008)

$$E_s = 2\,100\,000 \text{ Kg/cm}^2$$

El acero es más costoso en comparación al hormigón por lo cual no se recomienda que el acero trabaje a compresión a no ser que el elemento estructural así lo requiera bajo condiciones especiales, sin descuidar que un diseño de esta manera encarecería el proyecto. (Ing. M.Sc. Marcelo Romo Proaño, 2008, págs. 47-48)

En el mercado actual del Ecuador encontramos acero comercialmente de longitudes estándar de 6, 9 y 12 metros con sus diámetros variables desde 8mm hasta los 25mm. Diámetros más grandes se los adquiere bajo pedido y condiciones especiales de fabricación y doblado si así lo requirieren. En el diseño se suelen escoger varias varillas de un mismo diámetro o combinaciones de diámetros de varillas para obtener las secciones transversales requeridas. (Ing. M.Sc. Marcelo Romo Proaño, 2008)

Tabla 15. Sección transversal y peso unitario de varillas de acero

<i>Diámetro Nominal (mm)</i>	<i>Sección Transversal (cm²)</i>	<i>Peso por Metro Lineal (Kg/m)</i>
8	0.5027	0.395
10	0.7854	0.617
12	1.1310	0.888
14	1.5394	1.208
16	2.0106	1.578
18	2.5447	1.998
20	3.1416	2.466
22	3.8013	2.984
25	4.9088	3.853
28	6.1575	4.834
30	7.0685	5.51
32	8.0425	6.313
36	10.1788	7.990
40	12.5664	9.865

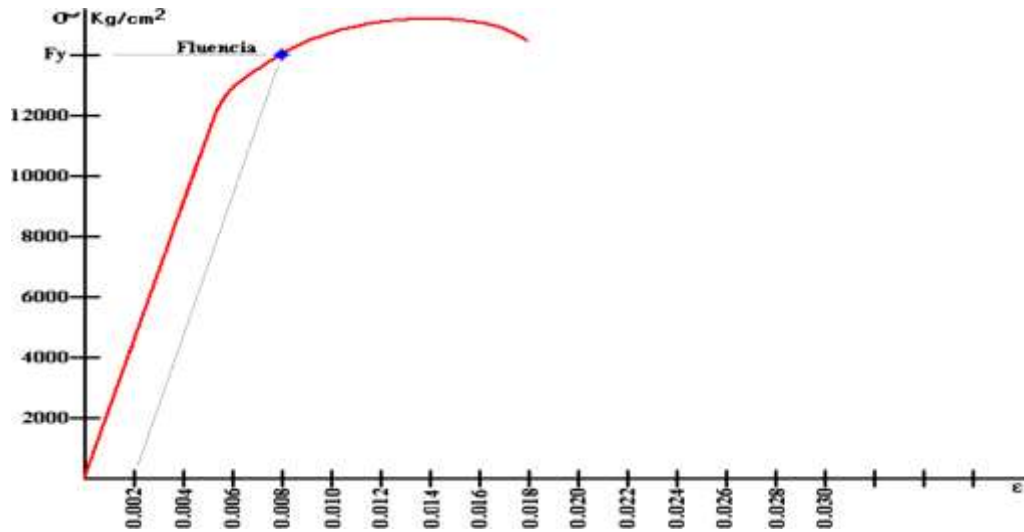
Elaborado por: Marco Quilumba

Fuente: (Varillas Corrugadas Andec, 2014)

6.6.4.1.2 ACERO PREESFORZADO

Existen aceros estructurales, trabajados en frío para lograr una mayor resistencia, que no revelan la presencia de una zona de fluencia, en cuyo caso ASTM (*American Society for Testing and Materials*), recomienda trazar una recta paralela a la de comportamiento elástico, que arranque en el eje de las deformaciones unitarias con una deformación de 0.002. El punto de cruce de esa recta con la *curva esfuerzo – deformación* definirá el esfuerzo teórico de fluencia del material. (Proaño, 2008)

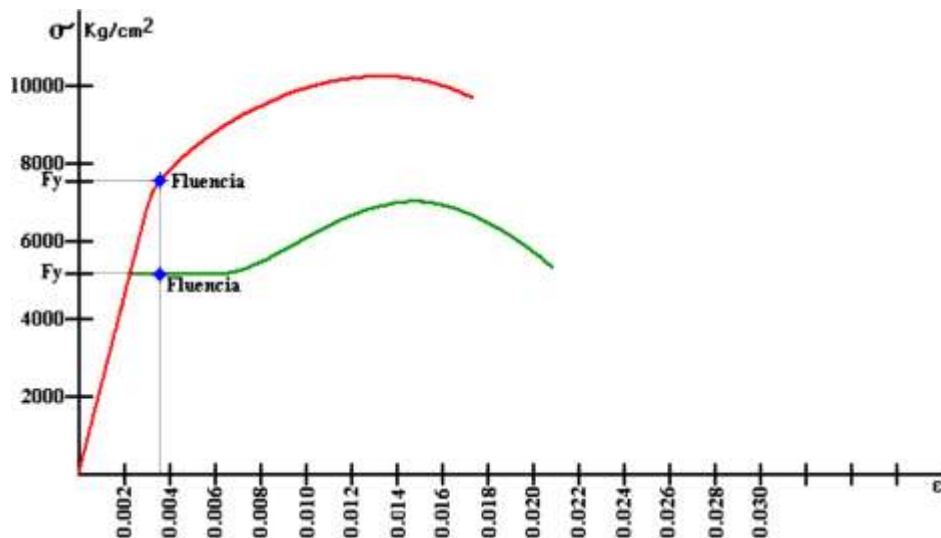
Figura 14. Esfuerzo de fluencia en aceros sin meseta de fluencia, según ASTM



Fuente: (Ing. M.Sc. Marcelo Romo Proaño, 2008)

El (ACI 318-08, 2008), por su parte, especifica que si el esfuerzo de fluencia observado gráficamente supera los 4200 Kg/cm^2 , el esfuerzo de fluencia deberá obtenerse de la *curva esfuerzo-deformación* para una deformación unitaria de 0.0035 (*literal 3.5.3.2*). No se podrá utilizar en diseño un esfuerzo de fluencia superior a 5500 Kg/cm^2 (*literal 9.4*), con excepción del refuerzo en espiral, en cuyo caso podrá llegar hasta 7000 Kg/cm^2 (*literal 10.9.3*), y el acero de presfuerzo. (Ing. M.Sc. Marcelo Romo Proaño, 2008)

Figura 15. Esfuerzo de fluencia en aceros según el (ACI 318-08, 2008)



Fuente: (Ing. M.Sc. Marcelo Romo Proaño, 2008)

Las barras corrugadas deben cumplir con una de las normas ASTM enumeradas anteriormente, excepto que para barras con (f_y) mayor que 420 MPa (4200 Kg/cm²), la resistencia a la fluencia debe tomarse como el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0.35 por ciento. (ACI 318-08, 2008)

6.6.4.1.3 CONCRETO

Desde el punto de vista del diseño estructural, el diseño de una mezcla consiste, básicamente, en definir las consideraciones necesarias para obtener una resistencia de diseño particular, la cual se mide por medio del valor de la propiedad fundamental: (f'_c). Para esta sola consideración, los factores principales son los siguientes:

6.6.4.1.3.1 CONTENIDO DE CEMENTO

La cantidad de cemento por unidad de volumen es un importante factor que determina la riqueza de la pasta de cemento-agua y su capacidad de cubrir, por completo, todas las partículas del agregado y de rellenar los huecos entre ellas. El contenido de cemento se mide, normalmente, en función del número de sacos de cemento (1 pie cúbico por saco) por yarda cúbica de concreto mezclado. El promedio para fabricar concreto estructural es unos 5 sacos por yarda. Si las pruebas demuestran que la mezcla excede o no alcanza los resultados deseados, el contenido de cemento se incrementa o disminuye. El cemento es, por mucho, el ingrediente más costoso, por lo que su volumen es importante en el control de costos.

6.6.4.1.3.2 RELACIÓN AGUA-CEMENTO

Se expresa como galones de agua por saco de cemento o galones de agua por yarda de concreto mezclado. Por lo general, su valor es, aproximadamente, de 35 galones por yarda; si es menor, su manejo se complica y, si es mayor, su resistencia se torna difícil de obtener. Para poder obtener concreto muy resistente se requiere, en general, emplear varios métodos para reducir el contenido de agua y mejorar la relación de cemento a agua sin que se pierda la trabajabilidad.

6.6.4.1.3.3 MÓDULO DE LA ARENA

Si la arena es demasiado gruesa, la mezcla húmeda resultará demasiado granosa y se dificultará el terminado de las superficies. Si es demasiado fina, se requerirá un exceso de agua, lo que producirá una elevada contracción y pérdida de resistencia. El tamaño del grano se controla de acuerdo con las especificaciones.

6.6.4.1.3.4 CARACTERÍSTICAS DEL AGREGADO GRUESO

Hay que tener en cuenta la forma, los límites de tamaño y el tipo de material. Como éste representa la mayor parte del volumen del concreto, sus propiedades son muy importantes con respecto a la resistencia, el peso, el comportamiento ante el fuego, etc. (Ambrose, 2002, pág. 41)

6.6.4.1.4 CONCRETOS ESPECIALES

Dentro de la gama de los materiales generales que ya se mencionó, existen muchas formas especiales de concreto que se usan en casos y aplicaciones específicas, como es en el caso del Preesfuerzo.

6.6.4.1.4.1 CONCRETO CON REFUERZO DE FIBRAS

Durante muchos años, se han realizado experimentos en los cuales se incluyen elementos fibrosos en la mezcla de concreto, con la finalidad de aumentar la resistencia a la tensión del concreto básico terminado. Se han utilizado agujas de acero, vidrio y fibras minerales. El material resultante tiende a resistir el agrietamiento, permite elementos flexibles, muy delgados, resiste la congelación y tiene algunas aplicaciones sin requerir varillas de acero como refuerzo. Sólo se ha intentado usar en elementos estructurales menores; en la actualidad, el material se utiliza de forma común para pavimentos y para tejas de techo delgadas y paneles de revestimiento.

6.6.4.1.4.2 CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA

En la actualidad se pueden obtener resistencias de concreto en la escala de 20000.00lb/pulg² (1400 kg/cm²) gracias al uso de materiales especialmente

seleccionados, a la incorporación de aditivos que reducen el agua y aumentan la densidad, y al mezclado, manejo y fraguado muy especiales. Hasta ahora, se usa principalmente para las estructuras inferiores de edificios de concreto muy altos. Para su fabricación se requiere el esfuerzo máximo y destreza considerable; además es muy caro, pero en la actualidad se obtiene de forma rutinaria en los casos en que ofrece un valor significativo. La naturaleza de este material queda fuera del alcance de los procedimientos y especificaciones tradicionales, por lo que el control de su diseño aún se encuentra en etapa de perfeccionamiento. (Ambrose, 2002, pág. 42)

6.6.4.1.5 CÓDIGO (ACI 318-08, 2008)

Se hace mención a los literales importantes, con la elaboración del concreto del código (ACI 318-08, 2008).

9.2.3 - Los estimativos de asentamientos diferenciales, el flujo plástico (*creep*), la retracción, la expansión de concretos de retracción compensada o las variaciones de temperatura deben basarse en una evaluación realista de tales efectos que puedan ocurrir durante la vida útil de la estructura.

10.2.2 - Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

10.2.3 - La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

10.2.7.1 - Un esfuerzo en el concreto de $0.85f'c$ uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia a ($a = \beta_1 * c$) de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión.

10.2.7.2 - La distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro, c , se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro.

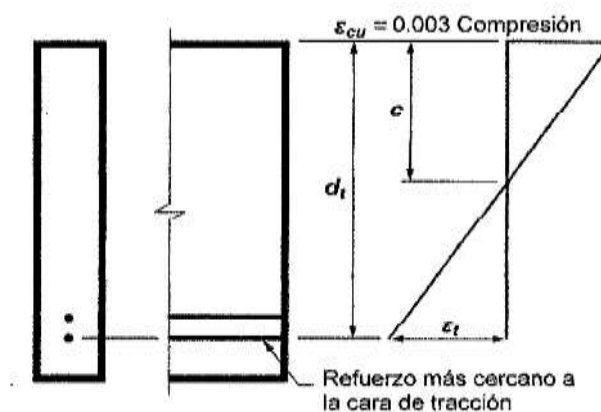
10.2.7.3 - Para $f'c$ entre 17 y 28 MPa, el factor β_1 se debe tomar como 0.85. Para $f'c$ superior a 28 MPa, β_1 se debe disminuir en forma lineal a razón de 0.05 por cada 7 MPa de aumento sobre 28 MPa, sin embargo, β_1 no debe ser menor de 0.65.

El diseño de elementos preesforzados debe basarse en la resistencia y en el comportamiento en condiciones de servicio durante todas las etapas de carga que serán críticas durante la vida de la estructura, desde el momento en que el preesforzado se aplique por primera vez.

10.3.2 - La condición de deformación balanceada existe en una sección transversal cuando el refuerzo en tracción alcanza la deformación unitaria correspondiente a f_y al mismo tiempo que el concreto en compresión alcanza su deformación unitaria última supuesta de 0.003.

10.3.3 - Las secciones se denominan controladas por compresión si la deformación unitaria neta de tracción (ϵ_t), en el acero extremo en tracción, ϵ_t es igual o menor que el límite de deformación unitaria controlada por compresión cuando el concreto en compresión alcanza su límite de deformación supuesto de 0.003. El límite de deformación unitaria controlada por compresión es la deformación unitaria neta de tracción del refuerzo en condiciones de deformación unitaria balanceada. Para refuerzo Grado 420, y para todos los refuerzos preesforzados, se permite fijar el límite de deformación unitaria controlada por compresión en 0.002.

Figura 16. Distribución de la deformación unitaria y deformación unitaria neta de tracción



Fuente: (ACI 318-08, 2008, pág. 140) (literal 10.3.3)

6.6.5 TECNOLOGIA Y EQUIPO

6.6.5.1 ARMADURA PASIVA INTERIOR

La armadura pasiva de las losas postensadas está compuesta por acero corrugado $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, ya sea en forma de barras o mallas electrosoldadas de las mismas características que las empleadas en hormigón armado.

Se coloca primero la armadura pasiva inferior. A continuación se disponen los caballetes (alza) de soporte de los tendones activos y de la armadura pasiva superior.

Es importante asegurar la correcta colocación de estas sillas de soporte. Tras ellas se colocan las armaduras de refuerzo en torno a los anclajes y las armaduras especiales en puntos singulares como capiteles y huecos. (Cataluña, upcommons.upc.edu, 2001)

6.6.5.2 ARMADURA ACTIVA

Para que el postensado sea efectivo debe seguir el trazado marcado en el proyecto. Este trazado sinusoidal (parabólico), busca por lo general el punto más bajo posible en el centro de los vanos y el más alto a su paso por las columnas o muros, cualesquiera que este sea. Hoy en día existen dos tendencias de diseño, ambas totalmente válidas.

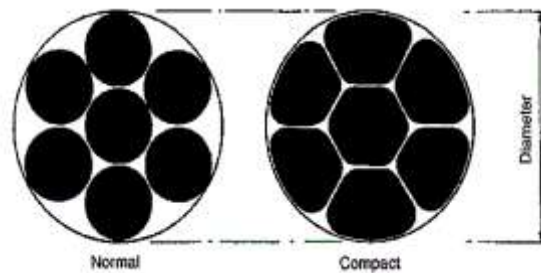
- a) La forma de diseño más clásica precisa que el tendón describa su trazado correctamente por lo que éste debe amarrarse adecuadamente en los puntos clave del trazado (puntos altos, bajos e inflexiones) y cada metro entre dichos puntos.
- b) En cambio la tendencia actual aboga por dejar caer el tendón libremente. Su curvatura natural se ajusta bastante al trazado parabólico ideal y el montaje es mucho más sencillo. (Cataluña, upcommons.upc.edu, 2001)

6.6.5.2.1 TORÓN

Un torón típico consta de 7 alambres de acero estirados en frío de alto contenido de carbono sometidos a tratamientos de baja relajación, enrollados en una cuerda, Seis

de los cables se hacen girar juntos en una forma helicoidal alrededor un séptimo alambre central recto un poco más grande, los cuales se tensan para una mejor unión entre ellos; los tamaños comúnmente utilizados son nominal 13mm y 15mm (0,5 y 0,6 in) de diámetro. Estos pueden ser normales y compactos.

Figura 17. Estructura de torones



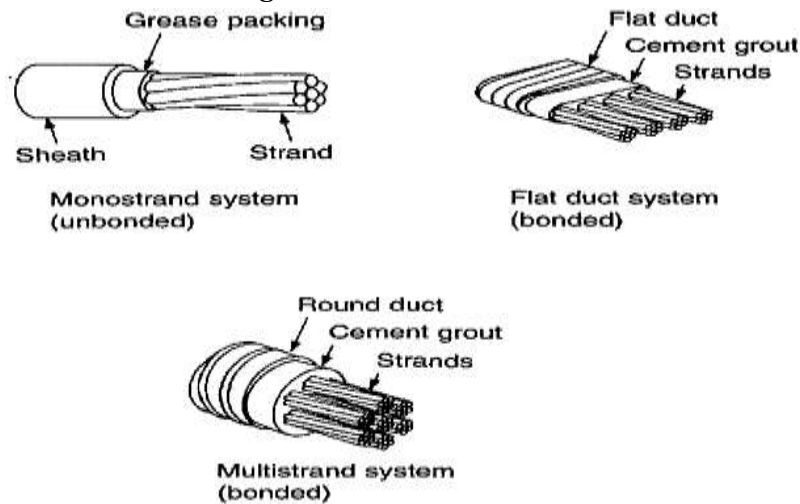
Fuente: (Williams, 1995)

El torón se da entonces un tratamiento para el estrés (esfuerzo a la tracción) o se ejecuta a través de una tensión controlada y baja proceso de tratamiento térmico de temperatura que le confiere la propiedad de baja relajación.

El tendón se fabrica a partir de la misma calidad de acero, alambre de alta resistencia a la tracción, pero su aparente módulo de elasticidad es ligeramente menor, ya que los cables en espiral de la cadena tienden a enderezarse ligeramente bajo una fuerza de tracción. El módulo de elasticidad para la cadena varía entre 190 KN/mm² y 200KN/mm²; el valor medio de 195 KN/mm² (1'950,000.00 Kg/cm²), normalmente se utiliza en los cálculos.

El tendón es similar a la varilla de refuerzo con respecto a su módulo de elasticidad y coeficiente de expansión térmica. Estas tienen una relación de Poisson de (0.3), y un coeficiente de expansión térmica de 12,5 x 10⁻⁶ por °C (7 x 10⁻⁶ por °F). Pero es alrededor de cuatro veces más fuerte que el acero de refuerzo. El tendón es 1860N/mm² (270 Ksi), (18600.00 Kg/cm²), y el acero de refuerzo es de 460 N/mm² (67 ksi), (4200.00 Kg/cm²).

Figura 18. Clases de torones



Fuente: (Williams, 1995, pág. 40)

Las principales condiciones de seguridad que se le da a un torón son las siguientes:

6.6.5.2.1.1 RELAJACIÓN DEL TORÓN

El Torón es sujeto a una fuerza de tracción sostenida que se somete a un aumento gradual de estiramiento. A la inversa, si una hebra está estresado (esforzado) y anclado entre dos puntos fijos entonces pierde gradualmente la fuerza. El fenómeno, denominado *relajación*, es similar a la de la fluencia en el hormigón, excepto que la relajación de un torón es mucho más pequeña en magnitud de fluencia del hormigón.

La relajación de la tensión en un torón en particular depende de la tensión inicial, de la temperatura ambiente y de la duración de tiempo a que es sometido el cable. La Relajación se determina en pruebas de laboratorio durante un período de 1.000horas (seis semanas). Este periodo es muy corto comparado con la esperanza de vida útil de un edificio de 30 a 50 años. La extrapolación de pruebas de laboratorio, la relajación de estrés (esfuerzo) es el 70% de la resistencia a la tracción a 20 ° C (68 ° F) mantenido durante un período de 500.000 horas (57 años) lo esperado es la expectativa del 1,8% para los de baja relajación. Para torones de relajación normales la pérdida puede ser tan alta como 14%.

Tabla 16. Relajación del torón debido a la temperatura

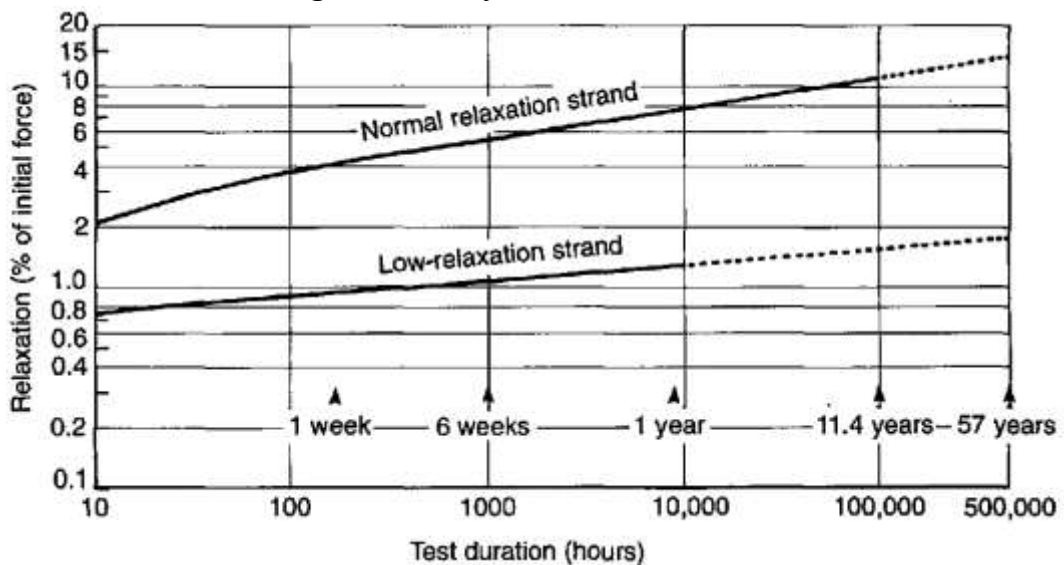
Table 2.6 Long-term relaxation and temperature at an initial stress of $0.7f_{pu}$

Temperature	20°C	40°C	60°C	80°C	100°C
Relaxation	1.8%	3.5%	5.1%	7.5%	10.7%

Fuente: (Williams, 1995, pág. 44)

La Relajación aumenta rápidamente con la temperatura ambiente, como se demuestra en la Tabla 16, muestra características a largo plazo para torones de baja relajación con una tensión inicial del 70% de la fuerza de tracción (ACI 318-08, 2008, pág. 299) (*literal 18.5.1-(c)*). En temperaturas ambientales superiores a 80 °C (176 °F). No se recomienda torones de baja relajación, a menos que las cargas de trabajo sean significativos y reducidos. A una temperatura ambiente de 30 °C (85°F) el torón de baja relajación sería perder alrededor de 2,3% y en el estrés normal de relajación del torón la pérdida sería un 20%.

Figura 19. Relajación de los tendones



Fuente: (Williams, 1995, pág. 45)

6.6.5.2.1.2 CORROSIÓN DEL TORÓN

El pretensado es susceptible a la corrosión de las mismas fuentes químicas como el refuerzo de varilla, tales como la oxidación y al ataque por cloruros. Los torones no adheridos se impregna con un líquido protector que penetra hasta el centro de

alambre, el torón se reviste entonces con una grasa resistente a la corrosión y finalmente un revestimiento de polipropileno continua, de (0.75 - 1.00mm) de espesor mínimo. Los tendones adheridos o unidos por la lechada son más seguros a este proceso, a condición de que la lechada no contiene tantos productos químicos ofensivos y que no hay huecos que se dejan en el revestimiento. La lechada debe llevarse a cabo tan pronto después de tensar el torón como sea posible para evitar sustancias nocivas encontrar su camino en el revestimiento.

6.6.5.2.2 ARMADURAS ACTIVAS DENOMINADAS EN LOS TORONES

6.6.5.2.2.1 ARMADURA POSTENSADA ADHERENTE

Se deja embebida una vaina metálica o de plástico, que se replantea en la pieza con el trazado elegido, normalmente formado por tramos parabólicos y rectos, por la que se enfilan, después del hormigonado, los cordones que constituyen el cable. Después del tesado se procede a inyectar con una lechada de cemento a alta presión el espacio que queda entre los cordones del cable y la vaina. Con esta inyección se restituye la adherencia entre el cable de la vaina y el resto de la sección transversal del elemento. (Luis Felipe Rodríguez Martín, 2009)

En los sistemas con adherencia los cordones van dentro de una vaina metálica. Luego de posicionar la vaina con los cordones necesarios según proyecto dentro de esta, se procede al llenado de la losa y luego de que el hormigón tome la resistencia adecuada se realiza el tesado. Luego se bombea el mortero de inyección entre la vaina y los cordones produciéndose la adherencia entre cordones, vaina y hormigón.

Este sistema provee una resistencia adicional a rotura ya que el cordón se encuentra adherido al hormigón. También debido a esto son más sencillas los eventuales cortes de los cordones por modificaciones en el proyecto.

6.6.5.2.2.2 ARMADURA POSTENSADA NO ADHERENTE.

Para estructuras de edificación, suele utilizarse un cable con un único cordón (tendón) está revestido por una vaina de material plástico. El espacio entre el cordón y la vaina se halla íntegramente relleno de grasa anticorrosiva. De esa manera se

logra reducir las pérdidas por fricción y lograr una protección contra la corrosión. El cordón empleado en nuestro medio está constituido por 7 alambres.

Cables no adherentes, no siendo inyectados, son libres de moverse en su engrasado revestimiento de plástico, lo que permite el movimiento relativo que se produzca entre la hebra y el hormigón. El movimiento puede posiblemente ser iniciado por vibración, temperatura cambios, la contracción o la fluencia.

En este caso, el cordón se replantea en el elemento estructural, siguiendo el trazado definido, y es hormigonado posteriormente. Después de endurecido el hormigón, se tesan los cordones que pueden estirarse libremente. En este caso no se puede restablecer la adherencia porque no es posible inyectar el espacio que queda entre el cordón y la protección de plástico, y la armadura queda sin adherencia. (Alfonso Cabo Escamilla, 2006, pág. 320), (Luis Felipe Rodríguez Martín, 2009)

Una de las ventajas de este sistema es la simplicidad de la colocación dado que no es necesaria la inyección del mortero. La otra ventaja es que permite un ajuste del tesado en cualquier momento. (Ing. Carlos Miglioli, 2002)

6.6.5.3 ARMADURA PASIVA SUPERIOR

La armadura pasiva superior debe ser sustentada por caballetes o espaciadores lo suficientemente rígidos para evitar que aquélla descienda al ser pisada en obra. Estos caballetes deben ser independientes de los de la armadura activa.

En la colocación de esta armadura se debe tener especial cuidado en no perjudicar los trabajos ya realizados con la armadura activa. Dado que, generalmente se utilizan operarios diferentes para la colocación de la armadura pasiva y activa, es recomendable verificar el trazado de los tendones tras la colocación de la armadura pasiva. (Cataluña, upcommons.upc.edu, 2001)

6.6.5.4 ESPECIFICACIONES DE TORONES COMERCIALES EN EL PAIS

Algunos torones comerciales se detallan de acuerdo a su composición, configuración y solicitaciones de cargas.

Tabla 17. Especificaciones de torones estándares

Torón de preesfuerzo (18980.00 Kg/cm ²)												
Diámetro		Resistencia a la ruptura mínima		Área nominal		Peso desnudo		Peso (cubierta con polietileno)		Carga al 1%		% Elongación mínima
in	mm	kg	lb-f	in ²	mm ²	kg/1000 m	lb/1000 ft	kg/1000 m	lb/1000 ft	kg	lb-f	
0.375 (3/8")	9.53	10,430	23,000	0.085	54.8	432	290			9,388	20,700	3.5
0.500 (1/2")	12.70	18,750	41,300	0.153	98.7	775	520	860	578	16,850	37,170	3.5
0.600"	15.24	26,757	58,600	0.217	140	1102	740	1221	820	23,915	52,740	3.5

Acabados desnudo y con cubierta de polietileno. Grado de acero 270 ksi. Norma ASTM A 416.

Fuente: (DeAcero, Torón de Presfuerzo, 2005)

La empresa comercial mexicana DeAcero especialista en aceros de hormigón armado y hormigón Preesforzado propone al mercado una gama de torones y tendones en diferente diámetros bajo pedidos especiales o dispone de sus diámetros estándares bajo normas vigentes.

Tabla 18. Especificaciones del torón (DeAcero)

Norma A-416, Baja relajación y relevado de esfuerzos, Grado 270 Ksi															
DIAM. NOMINAL		RESISTENCIA ÚLTIMA		CARGA DE RUPTURA		FLUENCIA AL 90%		CARGA DE FLUENCIA		ÁREA NOMINAL		ELONGACIÓN		RENDIMIENTO	
kg	mm	PSI (lb/in ²)	kg/cm ²	lb fuerza	kg fuerza	PSI (lb/in ²)	kg/cm ²	lb fuerza	kg fuerza	in ²	mm ²	cm ²	%	lb/ft	g/ft
3/8	9.53	270,000	18,654	23,000	10,230	243,000	16,789	20,655	9,207	0.085	54.840	0.548	3.5 MIN	0.290	432
1/2	12.70	270,000	18,610	41,300	18,370	243,000	16,749	37,179	16,533	0.153	98.710	0.987	3.5 MIN	0.520	775
0.60	15.24	270,000	18,621	58,600	26,070	243,000	16,759	52,731	23,463	0.217	140.000	1.400	3.5 MIN	0.740	1102

Más información del torón plastificado (densidad del plástico: 0.956 gr/cm³)

TORÓN NOMINAL	DIÁMETRO ALAMBRES EXTERIORES	DIÁMETRO ALAMBRE CENTRAL	DIÁMETRO FINAL	ESPESOR PLASTIFICADO	RENDIMIENTO
0.5"	0.168"	0.174"	0.525" - 0.615"	0.058" MIN	1060 g/ft
0.6"	0.198"	0.204"	0.592" - 0.703"	0.058" MIN	1171 g/ft

Fuente: (DeAcero, Torón de Presfuerzo, 2005)

La empresa comercial Ideal Alambrec @Bekaert, especialista en aceros de hormigón armado y hormigón Preesforzado propone al mercado una gama de varillas armex para columna, vigas, malla electro soldada, torones y tendones en diferente diámetros bajo pedidos especiales; dispone de diámetros estándares bajo las normas vigentes.

Tabla 19. Especificaciones del torón (Alambrec)

Características torones de preesfuerzo, Grado 270Ksi, baja relajación					
Diámetro	Diámetro	Conformación	Tracción mínima a la rotura	Área mínima	Masa aproximada
mm	Pulgadas	# Alambres	kgf	mm ²	kg / km
12,70	1/2 "	1x7	18730,00	98,70	792
15,24	5/8 "	1x7	26580,00	140,00	1128

Fuente: (Alambrec, 2010)

La empresa comercial *EMCOCABLES®*, produce una amplia gama de tendones con alto contenido de carbono entre los que se encuentran los torones para concreto preesforzado utilizados en estructuras de pequeñas y de medianas dimensiones.

Las normas básicas del producto son: ASTM: A-416, NTC-2010 y ASTM: A-886; los torones de 7 alambres están constituidos por un alambre central y seis alambres exteriores enrollados helicoidalmente sobre dicho núcleo.

Tabla 20. Estructura de tendones

Requerimientos mecánicos de los torones de 1x7					
Grado	Designación del torón No	Diámetro del torón mm (pulg)	Resistencia a la rotura mínima del torón, kN (lbf)	Área de acero del torón mm ² (pulg ²)	Peso del torón kg/1000 m (lb/1000 ft)
Grado 1725 (250)	6	6,40 (0,250)	40,0 (9.000)	23,20 (0,036)	182 (122)
	8	7,90 (0,313)	64,5 (14.500)	37,40 (0,058)	294 (197)
	9	9,50 (0,375)	89,0 (20.000)	51,60 (0,080)	405 (272)
	11	11,10 (0,438)	120,1 (27.000)	69,70 (0,108)	548 (367)
	13	12,70 (0,500)	160,1 (36.000)	92,9 (0,144)	730 (490)
	15	15,20 (0,600)	240,2 (54.000)	139,40 (0,216)	1.094 (737)
Grado 1860 (270)	9	9,53 (0,375)	102,3 (23.000)	54,80 (0,085)	432 (290)
	11	11,11 (0,438)	137,9 (31.000)	74,20 (0,115)	582 (390)
	13	12,70 (0,500)	183,7 (41.300)	98,70 (0,153)	775 (520)
	15	15,24 (0,600)	260,7 (58.600)	140,00 (0,217)	1.102 (740)

Requisitos de límite de fluencia					
Grado	Designación del torón No	Diámetro del torón mm (pulg.)	Carga inicial kN (lbf)	Mínima carga de tensión de 1% kN (lbf)	
				Baja relajación Kn (lb)	Relajación normal
Grado 1725 (250)	6	6,40 (0,250)	4,0 (900)	36,0 (8.100)	34,0 (7.650)
	8	7,90 (0,313)	6,5 (1.450)	58,1 (13.050)	54,7 (12.300)
	9	9,50 (0,375)	8,9 (2.000)	80,1 (18.000)	75,6 (17.000)
	11	11,10 (0,438)	12,0 (2.700)	108,1 (24.300)	102,3 (23.000)
	13	12,70 (0,500)	16,0 (3.600)	144,1 (32.400)	136,2 (30.600)
	15	15,20 (0,600)	24,0 (5.400)	216,2 (48.600)	204,2 (45.900)
Grado 1860 (270)	9	9,53 (0,375)	10,2 (2.300)	92,1 (20.700)	87,0 (19.550)
	11	11,11 (0,438)	13,8 (3.100)	124,1 (27.900)	117,2 (26.350)
	13	12,70 (0,500)	18,4 (4.130)	165,3 (37.170)	156,1 (35.100)
	15	15,24 (0,600)	26,1 (5.860)	234,6 (52.740)	221,5 (49.800)

Fuente: (Emcocables, 2010)

6.6.5.5 ANCLAJES

Los anclajes son elementos a través de los cuales se transmite al hormigón la fuerza de pretensado concentrada en el extremo del tendón. Los anclajes suelen consistir en placas metálicas, cuñas y elementos de protección frente a la corrosión. (Cataluña, upcommons.upc.edu, 2001)

Los anclajes pueden emplearse como activos, pasivos y acoples. El anclaje activo es dónde se realiza el tensionamiento y el pasivo es el encargado en desarrollar la fuerza de reacción, ubicado en el extremo opuesto del torón.

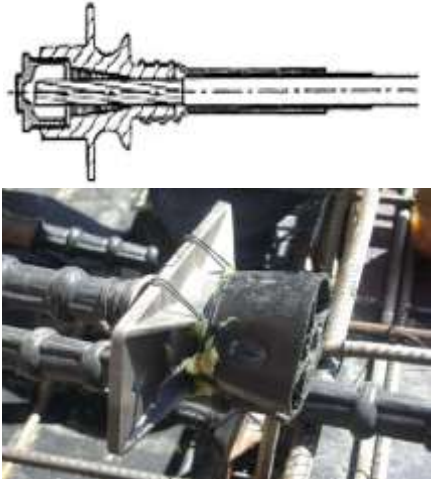
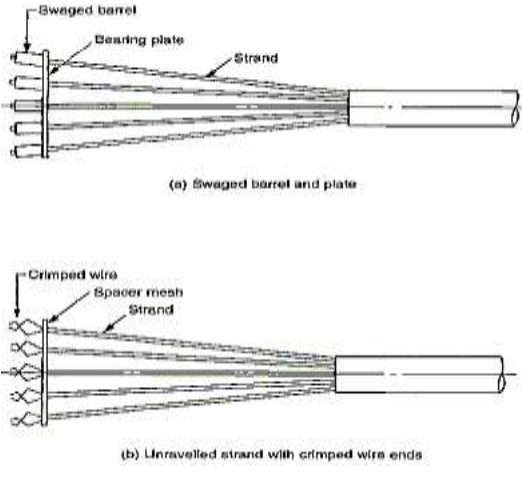
El (ACI 318-89), limita la separación de los anclajes a un máximo de seis veces el espesor de la losa. El BS 8110, (British Standard) no especifica ningún tal límite.

Los anclajes se encuentran en tres partes bien identificadas las cuales podemos mencionar:

6.6.5.5.1 ANCLAJE MUERTO O PASIVO

Están en el extremo del torón fundidos en el hormigón, los que son capaces de retener la fuerza que ejerce el gato y existen varias presentaciones.

Tabla 21. Anclajes pasivos

<p>Monocordón o un solo tendón</p> 	<p>Multicordón o multitorón</p> 
<p>Este tipo de anclajes pasivos monocordón son los utilizados para losas de entepiso de uso habitacional.</p>	<p>Este tipo de anclajes pasivos multicordón son los utilizados para losas de estacionamiento de vehículos y para grandes luces a vencer.</p>

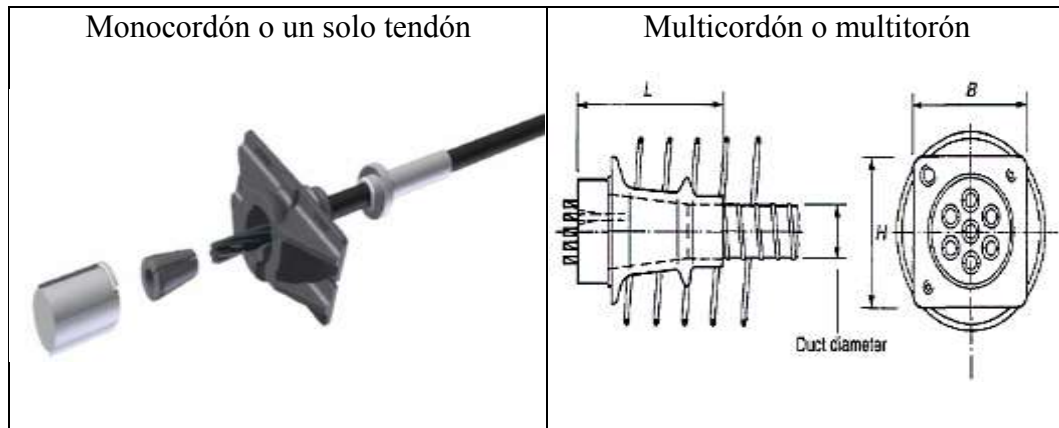
Elaborado por: Marco Quilumba

Fuente: (Williams, 1995)

6.6.5.5.2 ANCLAJE VIVO O ACTIVO

Es dónde se ejerce la acción de la fuerza ejercida por el gato hidráulico y generalmente son los que asoman al exterior de la losa y permiten el tensado del cable ya sean monocordón o multicordón.

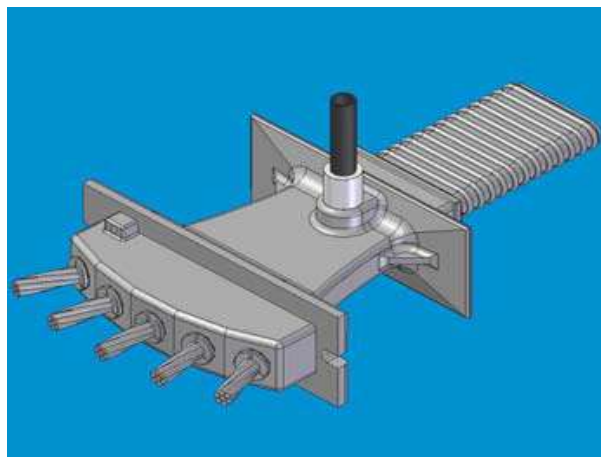
Tabla 22. Anclajes activos



Elaborado por: Marco Quilumba

Fuente: (Williams, 1995)

Figura 20. Anclajes multicordón activo

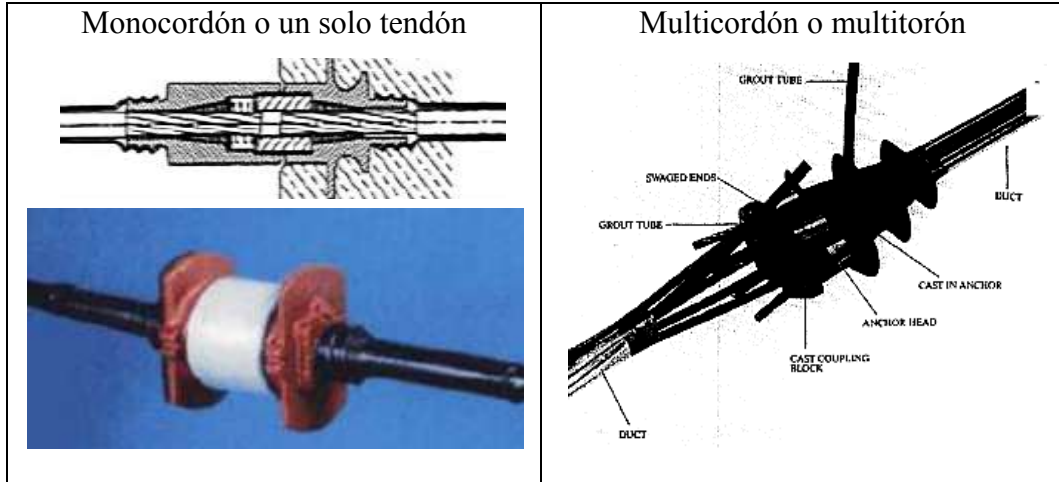


Fuente: (ACIES, 2005)

6.6.5.5.3 ANCLAJE INTERNO O ACOPLADORES FIJOS

Son aquellos que se encuentran en la junta de hormigonado e intersecciones con los ejes de las columnas cuando existen varios vanos continuos de más de 12 metros, proporcionando de esta manera una mejor tendencia de repartición de esfuerzo.

Tabla 23. Anclajes internos o acopladores



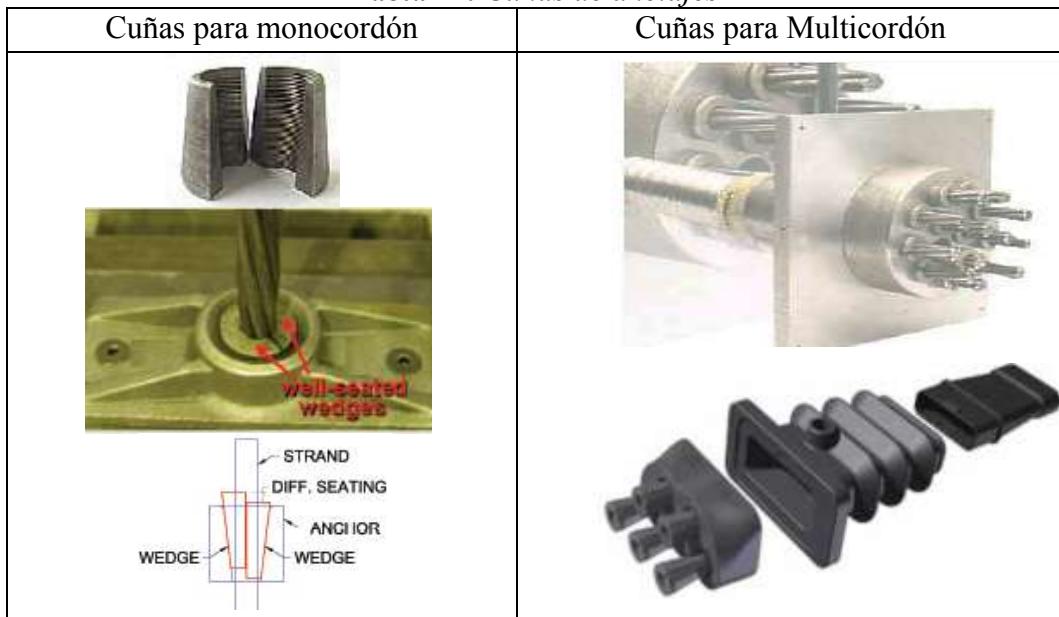
Elaborado por: Marco Quilumba

Fuente: (Williams, 1995)

6.6.5.6 CUÑAS

Pequeñas piezas de acero aleado de alta resistencia con forma de tono truncado, con un agujero central con superficie dentada, Una vez que el tendón se ha tensado se colocan cuñas, clavándolas ligeramente; cuando el gato de tensado suelta el cable, éste intenta retroceder, clavando más estas cuñas que a su vez impiden el movimiento del tendón para bloquear los cables y sostener la tensión en el mismo.

Tabla 24. Cuñas de anclajes



Elaborado por: Marco Quilumba

Fuente: (Williams, 1995)

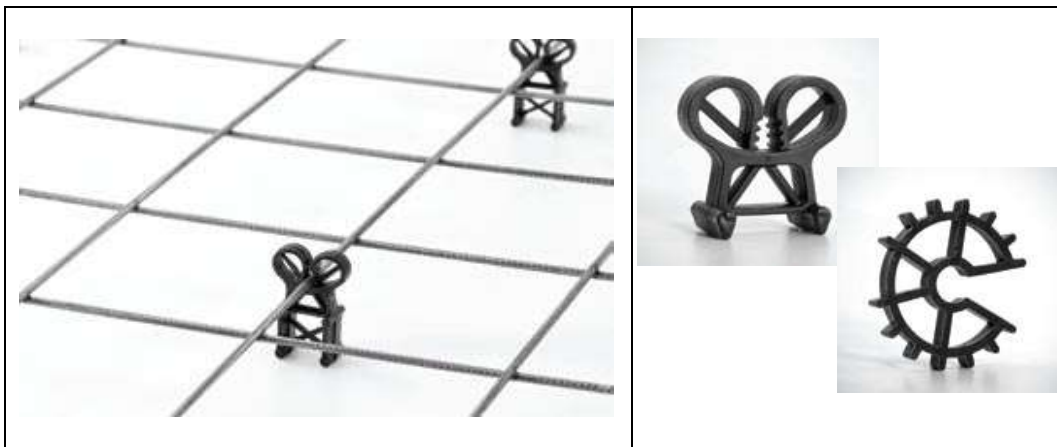
Los dos materiales funcionan igualmente en forma de un solo componente y transmiten directamente la fuerza de tensado al concreto (losa de hormigón).

6.6.5.7 SEPARADORES O SILLETAS

Los separadores o silletas plásticas permiten amarrar un cable o tendón a una distancia determinada (como es el caso de la parábola en el trazado de los tendones en la losa) manteniendo en la posición adecuada a la armadura de acero respecto del encofrado de tal manera que se obtengan los recubrimientos y trazados específicos a la hora del hormigonado. Los beneficios principales de los separadores o silletas se podría decir que son:

1. Seguridad y precisión en la construcción.
2. Son firmes y sólidos para resistir el vaciado del hormigón.
3. Mantienen la distancia o/y altura exigida.

Tabla 25. Separadores o silletas



Fuente: (Alambrec, 2010)

Estos elementos pueden ser de plástico o de acero con aisladores plásticos en sus patas.

6.6.5.8 VAINA O DUCTO

Es el conducto que se embebe en la losa de hormigón, por el interior pasan los torones de preesfuerzo, formando el hueco para el paso del torón. Este debe ser metálico o plástico y engargolado.

De esta manera se garantiza tanto la estabilidad del ducto del cable durante el colocado, como la transmisión de la adherencia *acero-cemento* del concreto, una vez fraguada e inyectada la lechada a presión. (Mexpresa, 2010)

La vaina en los cables no adherentes es su propia funda de plástico. Funda que no se adhiere al cable debido a la grasa que cubre su hueco interior y que tiene una adherencia pobre contra el hormigón debido a su superficie lisa. (Bravo Medina, 2013, pág. 26) (Cataluña, upcommons.upc.edu, 2001)

Figura 21. *Vaina o ducto*



Fuente: (MEXPRESA, 2011)

6.6.5.9 EQUIPOS

6.6.5.9.1 GATO HIDRÁULICO DE TENSADO

El gato hidráulico, el cual está diseñado para medir mediante un manómetro la fuerza de pretensado, con el cuál se verifica las cargas aplicadas a los torones. Por tratarse de un equipo hidráulico, el manómetro indica lectura de presión, permitiendo calcular las cargas aplicadas a los torones.

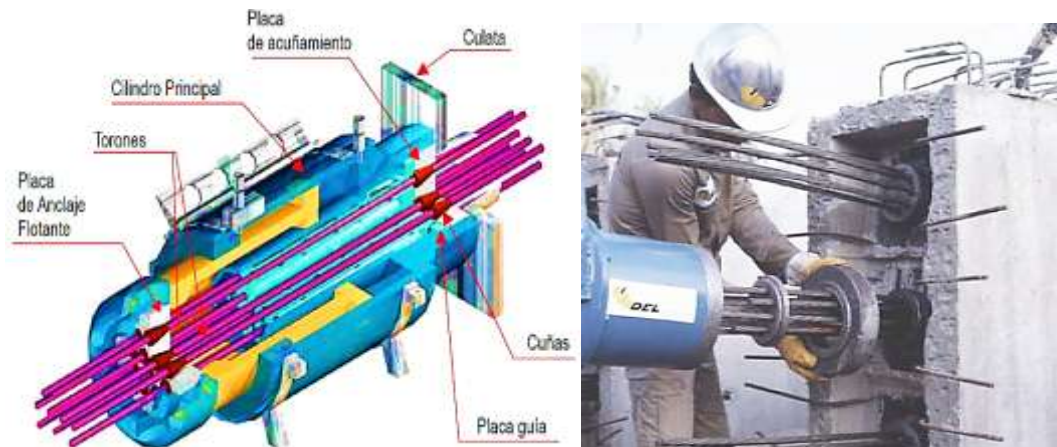
En el ámbito comercial existen varios modelos con distintos manómetros, cabe recalcar que las empresas *VSL* y *FREYSSINET* son pioneros en el preesforzado, y disponen de materiales y equipos exclusivos; aportando e innovando con técnicas y procesos de cálculos, en la ejecución de proyectos.

Figura 22. Gato hidráulico monotorón



Fuente: (MEXPRESA, 2011)

Figura 23. Gato hidráulico multitorón



Fuente: (MEXPRESA, 2011)

6.6.5.9.2 MEZCLADOR DE LECHADA Y LA BOMBA (INYECTADORA)

La mezcla de cemento, agua y aditivos debe ser hecha bajo un control estricto de tiempo y velocidad de mezclado y no debe contener terrones ni burbujas de aire durante el inyectado dentro de los ductos.

Las inyectoras incluyen la operación de mezclado e inyectado en una simple pieza de equipo fácilmente maniobrable, con presiones hasta de 25 bar, sin presencia de burbujas de aire, usando cualquier tipo de cemento. (Mexpresa, 2010)

Figura 24. Equipo, Inyectora



Fuente: (MEXPRESA, 2011)

6.6.5.9.3 MAQUINA INSERTADORA DE TORONES (INSERTADORA)

Se usa para colocar los torones dentro de los ductos cuando la colocación manual se dificulta. La máquina insertadora, de acción hidráulica ha sido usada con éxito con cables de más de 100 mts de longitud y en todos los diámetros y tipos de curvaturas. (Mexpresa, 2010)

Figura 25. Equipo, Insertadora de torones



Fuente: (MEXPRESA, 2011)

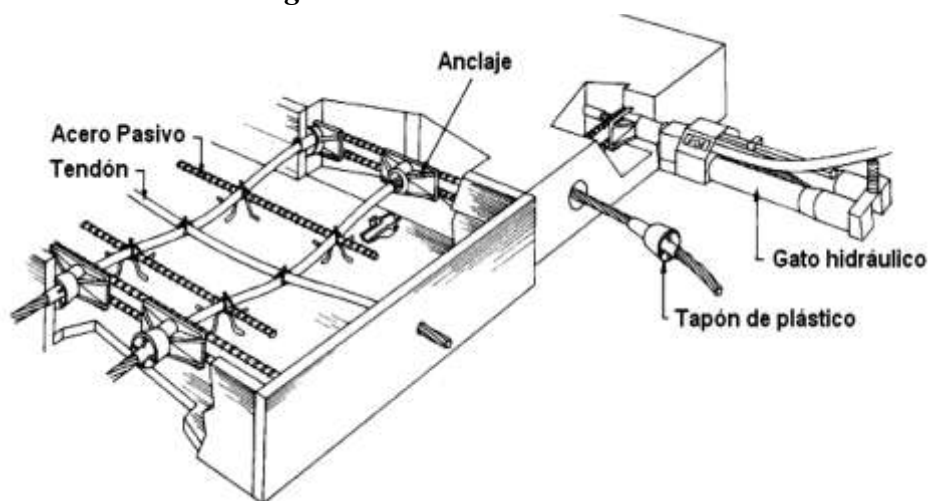
6.6.5.9.4 TRABAJO EN CONJUNTO DEL TORON

El extremo de la hebra puede estar unido en el hormigón, o puede ser equipado con un anclaje pre-bloqueado que también ha sido fundido en el concreto y se denomina anclaje muerto o pasivo, en el otro extremo se llama anclaje vivo o activo donde el gato hidráulico tensa.

Para permitir que el torón se estire en el hormigón endurecido bajo la carga aplicada por el gato, existen conductos los mismos que puede ser de metal o de plástico, o puede consistir en una extrusión de plástico moldeado directamente sobre la cuerda. Existen tendones adheridos y no adheridos. Los tendones no adheridos se inyectan al torón con una grasa anticorrosión dentro de la envoltura, y si el tendón es adherido se inyecta una lechada de mortero de cemento usando una bomba mecánica. Un tendón puede consistir en alambres individuales, barras sólidas o cuerdas. Puede contener más de una cuerda o cables alojados en una envoltura común.

En losas preesforzadas, el refuerzo de varilla y encofrado son similares a los de hormigón armado. La resistencia inicial del hormigón es una ventaja en el postensado; la cantidad de refuerzo de varilla es mucho más pequeña; y el encofrado necesita agujeros en los bordes verticales en cada extremo donde pasan los torones, y los anclajes necesitan ser unidos a las persianas de los bordes.

Figura 26. Detalles de la armadura



Fuente: (SAFE, 2014)

6.6.6 ENCOFRADO Y EJECUCIÓN EN OBRA DEL POSTENSADO

El acopio de los materiales son almacenados en el sitio de la obra y se lleva a cabo una serie de operaciones previas que podrían ser:

- Corte de tendones a la longitud adecuada.
- Identificación de tendones por colores.
- Agrupamiento de tendones por tipo.
- Colocación de anclajes pasivos.

6.6.6.1 ENCOFRADO

El encofrado se monta según las instrucciones del fabricante, de igual forma que en una losa de hormigón armado convencional. Es aconsejable preparar los tapes de forma que puedan reutilizarse sin error en el mayor número de plantas posible con el orificio de alojamiento del anclaje practicado. Se aconseja marcar el encofrado con las calles de paso de tendones con el mismo código de colores que identifica los cordones. Esta simple operación facilita en gran manera la puesta en obra de los tendones y evita errores.

Además se debe garantizar la nivelación del encofrado y el paralelismo entre las caras superior e inferior de la losa, para evitar sobre espesores, reducciones de sección y variaciones de excentricidad de los cables respecto a lo planteado en los planos constructivos del proyecto. (Cataluña, upcommons.upc.edu, 2001)

Imagen 4. Encofrado tradicional para losas



Fuente: (Alfonso Cabo Escamilla, 2006)

6.6.6.2 MANEJO Y ALMACENAMIENTO

El torón de preesfuerzo se suministra en rollos. Estos no deben ni desbaratarse ni someterse a la intemperie, para lo cual deben ser almacenados sobre bases que impidan su vuelco y en local cubierto. Si el ambiente exterior es demasiado húmedo o salino, se debe aplicar aceite soluble a la capa exterior del rollo.

Cada rollo de torón debe tener su identificación y su reporte de características (como mínimo: Diámetro, área nominal, peso unitario, y curva de esfuerzo-deformación hasta la rotura). Estas características se requieren en distintos momentos de la instalación.

Los anclajes, ductos, acopladores y materiales complementarios deben estar, asimismo, preservados de la acción de la intemperie y almacenados de forma que se eviten daños a las piezas.

Las instalaciones de obra deben incluir también un espacio cubierto donde puedan resguardarse los equipos y donde se les puedan practicar las operaciones de mantenimiento.

En un piso post-tensado, por lo general es fundido en sitio por lo cual el encofrado es un factor importante durante la construcción del proyecto, es donde la estructura llámese esta losa, vigas y aceros; reposan hasta alcanzar una edad suficiente en resistencia para absorber su peso propio y las sollicitaciones de carga. El énfasis se lleva a cabo después que el hormigón tiene ganado fuerza suficiente para sostener con seguridad la fuerza de pretensado. La fuerza es aplicado directamente al hormigón; el encofrado nunca intervendrá directamente en la fuerza de pretensado. Aparte de los pocos huecos necesarios para los tendones, el diseño de encofrado es el mismo que para el hormigón armado. (Cataluña, upcommons.upc.edu, 2001)

6.6.6.3 COLOCACIÓN DE MATERIALES

Deben realizarse conjuntamente con el armado de los elementos a colar. La secuencia más común es la siguiente:

1. Trazado de los cables y colocación de silletas para los ductos. Para esta operación deben estar ajustados los moldes, a los cuales se refieren las distancias que definen sus trayectorias en el proyecto. En las tablas se señalan los diámetros exteriores de los ductos.

2. Habilitado, tendido y cierre estanco de ductos engargolados. Los tramos de ducto se empatan por medio de acoples a los cuales se enroscan. Después se sellan todas las uniones y todos los puntos para prevenir que pudiera entrar el cemento en el momento del colado, mediante cintas para unión.

3. Colocación de culatas de anclaje y sus refuerzos en la zona de compresión. Cada culata debe ir fijada al molde de concreto en el extremo del anclaje. Este molde debe llevar la inclinación que marque el proyecto si fuese así el diseño con el fin de que la cara de concreto sea perfectamente perpendicular a la trayectoria del cable. El extremo del ducto engargolado se introduce en el cono de anclaje y la unión se sella con cinta. Si el proyecto no define el refuerzo de reventamiento, se coloca el recomendado en las tablas de anclajes.

4. Colocación de aditamentos para inyección. Los respiraderos se amarran a los ductos en los siguientes puntos:

- En los extremos.
- Cada 20 metros del ducto.
- En los puntos altos cuando el cable tiene varias curvaturas.

Las aberturas se colocan en los orificios previstos en las culatas del anclaje. En ambos casos se conectan ductos para la salida de la mezcla. (Mexpresa, 2010)

6.6.6.4 COLADO DEL HORMIGÓN Y CURADO

Si no están previamente insertados los torones dentro de los ductos es necesario rellenar éstos con camisas de poly-ducto o similar para evitar que, si llega a introducirse cemento, éste llegue a taponar el ducto. A las 2 horas de terminado el colado, se procede a mover las camisas en el interior de los ductos para pulverizar cualquier residuo de cemento en el interior.

El vibrado debe ser muy cuidadoso, para evitar golpear los ductos y, en las proximidades de los anclajes, para asegurar que no queden huecos que podrían provocar hundimientos al tensar. También debe vigilarse extremadamente para no dañar los ductos de salida del cemento de inyección. De ser posible es preferible el vibrado de contacto con los moldes (vibrar al encofrado).

El hormigón debe ser fluido, para que pueda extenderse y compactarse con facilidad, y debe alcanzar una alta resistencia inicial.

Durante el hormigonado debe tenerse la precaución de vibrar adecuadamente detrás de los anclajes para evitar que aparezcan coqueras. Si éstas aparecieran deben ser reparadas antes del tesado de los cables.

También debe extremarse el cuidado para no desplazar las vainas o los tendones así como para evitar que floten los aligeramientos si se han empleado.

En construcciones de hormigón pretensado no se debería utilizar cloruro de calcio ni aditivos que contengan éste u otros cloruros. En el mercado se pueden adquirir aceleradores del fraguado que no contienen cloruro de calcio, los cuales se pueden utilizar cuando sea necesario. (Mexpresa, 2010)

Se debe examinar y limpiar, tras el hormigonado y antes de su endurecimiento, el interior de las piezas de anclaje de toda traza de hormigón que haya podido introducirse en las mismas. (Cataluña, upcommons.upc.edu, 2001)

Imagen 5. Protección de anclajes antes del hormigonado



Fuente: (Alfonso Cabo Escamilla, 2006)

Por otro lado, los forjados postensados son elementos con gran superficie de contacto con el medio ambiente, lo que conlleva un intercambio hidráulico entre hormigón y medio ambiente elevado. Razón por la cual se debe extremar el cuidado en el proceso de curado. (Alfonso Cabo Escamilla, 2006, pág. 39)

Se recomienda regar con aspersores el hormigón a partir del momento en que éste comienza a fraguar y mantener el riego ininterrumpido durante todo el día siguiente, conservando la humedad al menos durante 7 días. (Cataluña, upcommons.upc.edu, 2001)

6.6.6.5 TENSADO DEL TORÓN

Cuando se alcanza la resistencia necesaria en el hormigón (7días), la cual oscila entre el 60 y el 80% de la resistencia a los 28 días, la secuencia de operación comúnmente es la siguiente:

1. Se cortan las puntas de los cables a una distancia de 40cm. de la placa de reparto (70 cm. si se prevé la posibilidad de destensar) del lado del anclaje activo, se eliminan los sobrantes de ducto que hayan quedado en el interior de los conos de anclaje y se coloca la placa de anclaje con sus cuñas.
2. Se coloca el marco portante, la placa de acuñado y luego el gato, estando éste, suspendido del dispositivo que lleva para el efecto.
3. Se efectúa el tensado por escalones graduales de presión hidráulica de 100Kg/cm² o 100 bar, según las unidades del manómetro. Ello se hace simplemente accionando la palanca de TENSADO de la unidad de bombeo. El amarre de los torones tiene lugar automáticamente.
4. Durante el tensado se anotan los desplazamientos parciales del pistón en todos los escalones, excepto el de 0 a 100 Kg/cm², el cual se obtiene como el promedio de todos los parciales de 100 Kg/cm²., con lo que se absorbe el desplazamiento aparente causado por el acomodo inicial del gato y del cable.
5. La suma de todos los parciales da el alargamiento real del cable relativo a la estructura, el cual debe constatararse con el alargamiento esperado, que se deduce de

los datos del proyecto y de las características del torón (ver Manejo y Almacenamiento).

6. Se realiza el acuñado, simplemente accionando la palanca de ACUÑADO de la unidad de bombeo. La presión hidráulica puede observarse en el manómetro y sube hasta un límite previamente fijado, inferior a 200 Kg/cm².

7. Se regresa el pistón, simplemente accionando la palanca de RETROCESO de la unidad de bombeo. El desamarre se realiza automáticamente al final del retroceso, quedando el gato listo para tensar de nuevo. (Mexpresa, 2010)

6.6.6.6 INYECTADO DE HORMIGÓN (LECHADA)

Los componentes de la lechada están compuesto por cemento, agua y aditivos que alteren o reduzcan el esfuerzo del acero. Una vez aprobado el tensado por la supervisión y en un plazo que no conviene exceda de una semana:

1. Se cortan las puntas a una distancia de 3 a 4 cm. de las cuñas luego del aprobado de la operación de tensado.

2. Si el elemento de concreto que se preesfuerzo lleva cajetines en los extremos del anclaje, éstos se cuelan con concreto de una resistencia por lo menos 250 Kg/cm². Para formar los tapones para la inyección. Si no los lleva, se colocan capuchas atornilladas a las placas de reparto, que cumplen la misma función.

3. Se introduce aire comprimido por uno de los ductos de inyección (En ocasiones el proyecto no lo requiere).

4. Se conecta la inyectora a uno de los ductos de inyección.

5. Se bombea agua a través del ducto. De esta manera se facilita el posterior paso de la mezcla.

6. Se pasa la mezcla a la cubeta de inyección, donde se mantiene agitada en forma automática.

7. Se bombea la mezcla hasta que salga con su propia consistencia por todos los ductos del cable que se inyecta. En ese momento se procede a cerrarlos sin detener el bombeo, con lo cual sube la presión. Cuando ésta alcanza 8 Kg/cm², o el valor indicado en el proyecto, se cierra el conducto de entrada y se desconecta. El bombeo se puede interrumpir en cualquier momento haciendo reciclar la mezcla a la cubeta de inyección. (Mexpresa, 2010)

6.6.6.7 DESENCOFRADO

Los apuntalamientos deben permanecer en su lugar hasta que se hayan completado las operaciones de tesado. Los encofrados de los bordes y los encofrados utilizados para formar las cavidades desde donde se realizará el tensado se deberían retirar mucho antes de la operación de tensado. Los encofrados de las vigas o laterales se pueden retirar antes del tensado, siempre y cuando el jefe de obra así lo autorice. Los puntales y encofrados se pueden retirar inmediatamente después de la operación de tensado. Ello conlleva una considerable ventaja económica al reducir el costo de alquiler de puntales. Tras el tensado quizás sea necesario apuntalar nuevamente para evitar cargas excesivas durante las operaciones constructivas siguientes. (Cataluña, upcommons.upc.edu, 2001)

6.6.7 PUNTOS SINGULARES

6.6.7.1 ACERO DE REFUERZO

6.6.7.1.1 REFUERZO CORRUGADO

Las barras de refuerzo corrugado deben cumplir con los requisitos para barras corrugadas de una de las siguientes normas.

- a) Acero al carbón: ASTM A615M
- b) Acero de baja aleación ASTM A706M
- c) Acero inoxidable: ASTM A995M
- d) Acero de rieles y ejes: ASTM A996M. Las barras de acero provenientes de rieles deben ser del Tipo R.

6.6.7.1.2 ACERO DE PREESFUERZO

El acero preesforzado debe cumplir con las normas siguientes y se hace mención a los literales importantes del código (ACI 318-08, 2008).

- a) Alambre: ASTM A421 M.
- b) Alambre de baja relajación: ASTM A421 M.
- c) Torón: ASTM A416M.
- d) Barras de alta resistencia: ASTM A722M.

La cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser al menos igual a los valores dados a continuación, pero no menos que *0.0014*. (ACI 318-08, 2008), (*Literal 7.12.2.1*)

- (a) En losas donde se empleen barras corrugadas Grado 280 o 350..... *0.0020*
- (b) En losas donde se empleen barras corrugadas Grado 420 o refuerzo electrosoldado de alambre..... *0.0018*
- (c) En losas donde se utilice refuerzo de una resistencia a la fluencia mayor que 420 MPa, medida a una deformación unitaria de 0.35 por ciento.

El refuerzo de retracción y temperatura no debe colocarse con una separación mayor de 5 veces el espesor de la losa ni de 450 mm.

7.12.3 - El acero de preesforzado, que cumpla con 3.5.6, empleado como refuerzo de retracción y temperatura, debe suministrarse de acuerdo con lo siguiente:

7.12.3.1 - Se deben diseñar los tendones para que produzcan un esfuerzo promedio de compresión mínima de 0.7 MPa en el área bruta del concreto usando esfuerzos de preesforzado efectivo, después de las pérdidas, de acuerdo con 18.6.

7.12.3.2 - El espaciamiento entre los tendones no debe exceder 1.8 m.

7.12.3.3 - Si el espaciamiento entre los tendones excede 1.4 m se debe colocar refuerzo adherido adicional de retracción y temperatura, de acuerdo con 7.12.2, entre los tendones en los bordes de la losa, en una zona que se extiende desde el borde en una distancia igual al espaciamiento entre los tendones.

12.2.1 - La longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre corrugado en tracción, l_d y no debe ser menor que 300 mm.

12.9.1 - los torones de preesforzado de siete alambres deben adherirse más allá de la sección crítica en una distancia no menor que: (Eq. (12 - 4) ACI 318 - 08)

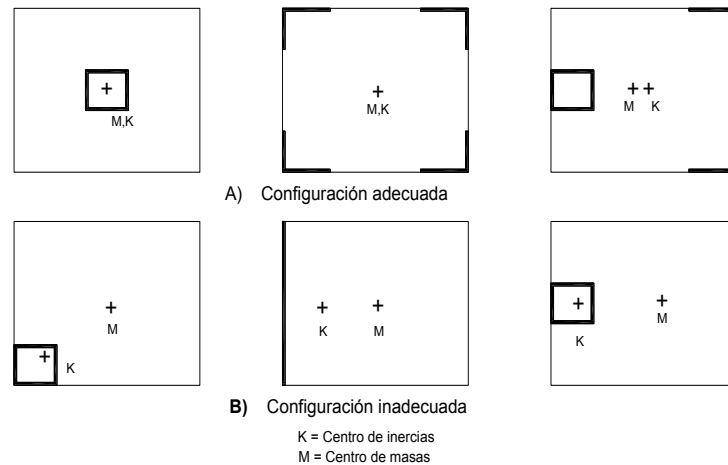
$$l_d = \frac{f_{se}}{210} d_b + \left(\frac{f_{ps} + f_{se}}{70} \right) d_b \quad \text{Ec. (13)}$$

6.6.7.2 DISPOSICIÓN SISMICAS ADECUADA DE TABIQUES, COLUMNAS Y JUNTAS ESTRUCTURALES

6.6.7.2.1 CONSIDERACIONES ADICIONALES PARA ESTRUCTURAS EN ZONAS SÍSMICAS

Está bien sabido que los terremotos imparten grandes cargas horizontales a las estructuras además de las cargas gravitatorias verticales que se amplifican con su efecto. Los elementos como las columnas y muros de corte, son miembros resistentes a flexo compresión y la ductilidad en las articulaciones actúa en la estructura absorbiendo parte de la carga sísmica y mejorando la respuesta de la estructura ante la carga sísmica, todo esto influye directamente mucho por la configuración de la estructura tanto en planta como en elevación, es así que un edificio en zona sísmica es mayormente resistente por su simplicidad, regularidad y simetría. Estas propiedades ayudan a asegurar que las fuerzas sísmicas se distribuyan uniformemente, mientras que las variaciones de masa o distribución rigidez es probable que conduzcan a un aumento en la respuesta dinámica. Por lo que el código ecuatoriano (NEC-SE-DS-, 2015), dispone que la variación entre el centro de masa con el centro de inercia no sea mayor que $\pm 5\%$, para que se produzca un reparto y absorción de carga sísmica en la estructura.

Figura 27. Desplazamiento del centro de masa y centro de inercia



Elaborado por: Marco Quilumba

6.6.7.2 CONFIGURACIÓN DE COLUMNAS Y MUROS

Para el diseño de las losas postensadas es importante la distribución de las columnas algunos autores entendidos en losas postensadas resaltan una relación de variedad entre ejes de columnas de 1:1.3 a 1:1.6 teniendo en cuenta que estaría dentro de un rango moderado para su desarrollo estructural. Para las columnas, o muros, se recomienda una configuración estructural capaz de disipar las fuerzas horizontales. Como guía para la configuración de columnas y muros, debe permitir los movimientos libres de la losa hacia un punto nulo.

Tabla 26. Configuración de columnas y muros

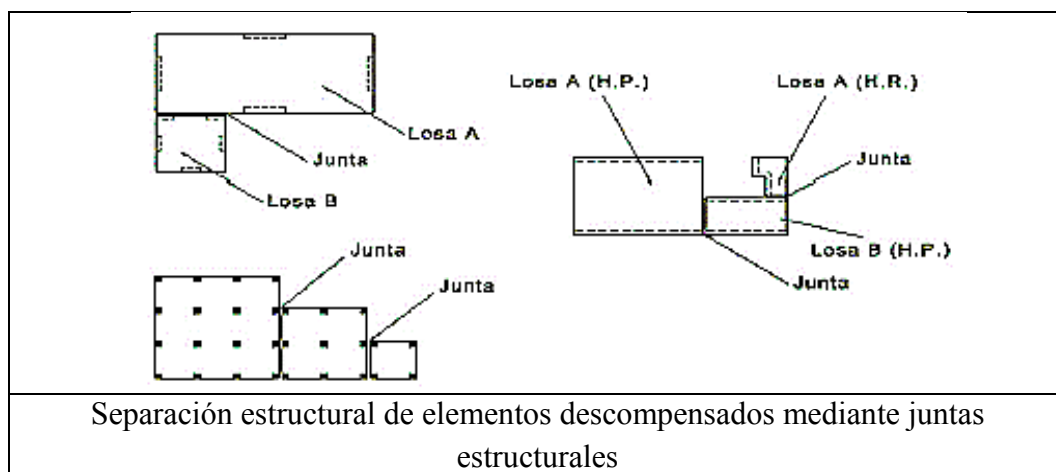
Configuración adecuada	Configuración inadecuada

Fuente: (Williams, 1995)

6.6.7.2.3 CONFIGURACIÓN DE JUNTAS ESTRUCTURALES

Las losas con una geometría irregular o con grandes áreas descompensadas deben quedar separadas estructuralmente entre las distintas zonas.

Tabla 27. Disposiciones de juntas



Fuente: (Bravo Medina, 2013)

6.6.7.2.4 ABERTURAS O DUCTOS EN LA LOSA

Las desviaciones horizontales de tendones introducidas para evitar huecos, conductos, cajas, etc. deben realizarse de forma que las fuerzas laterales que se generan no produzcan fisuración.

Las medidas que se pueden aplicar para evitar o controlar la fisuración incluyen utilizar radios de curvatura suficientemente grandes, distancia suficiente entre los cables y el borde de una abertura, prolongar los cables en forma recta más allá de las esquinas de la abertura, y disponer armaduras en forma de rastrillos para transferir las fuerzas laterales al hormigón circundante. (Cataluña, upcommons.upc.edu, 2001)

En el caso de las aberturas de mayor tamaño, obligan a terminar la trayectoria de algunos torones, se recomienda colocar los torones siguiendo la configuración adecuada para reducir la fisuración, descrita en la figura 28. La configuración inadecuada que favorece la fisuración se describe en la figura 29.

Figura 28. Configuración adecuada para reducir la fisuración

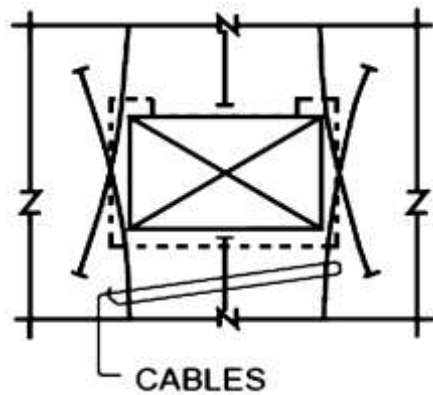
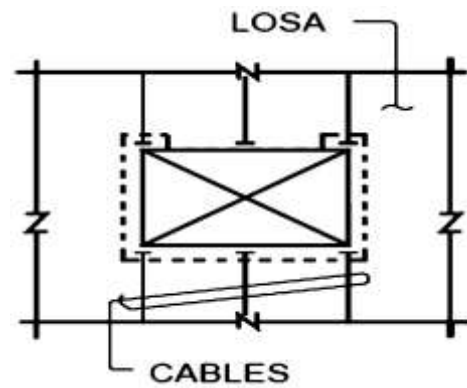


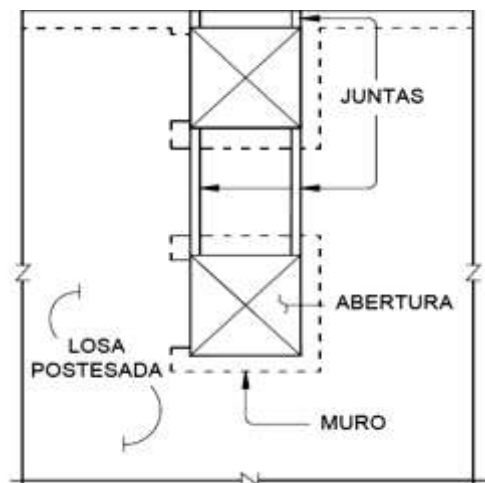
Figura 29. Configuración inadecuada que favorece la fisuración



Fuente: (Bravo Medina, 2013)

En algunos casos puede ser preferible aislar pequeñas secciones de losa adyacentes a las aberturas mediante juntas, tal como se ilustra en la figura 30. Las secciones de la losa que se aíslan se deberían armar con armadura adherente convencional.

Figura 30. Configuración de torones adecuada para reducir la fisuración



Fuente: (Bravo Medina, 2013)

En el caso de las aberturas de mayor tamaño también es deseable reforzar la parte superior e inferior de la losa en las aberturas mediante barras diagonales para controlar la fisuración que se inicia en las esquinas de las aberturas. En algunos casos puede ser necesario colocar armadura estructural adicional alrededor del perímetro de la losa para distribuir cualquier carga aplicada.

Normalmente las cargas en las aberturas se pueden acomodar utilizando cables y armadura adherente adicional alrededor del perímetro. Sin embargo, algunas veces se requieren vigas adicionales para soportar las cargas en los perímetros de las aberturas, por lo cual se debería realizar un análisis estructural para determinar si estas cargas pueden ser soportadas colocando cables adicionales y armadura adherente adicional o si es necesario agregar vigas perimetrales. (Bravo Medina, 2013), (Cataluña, upcommons.upc.edu, 2001)

6.6.7.3 PÉRDIDA DE POSTENSADO

Hay varios factores que producen la pérdida de pretensado. Algunas de estas pérdidas son inmediatas y se producen durante el proceso de tesado, mientras que otras pérdidas se producen en función del tiempo y tienen lugar durante un largo período. Por lo tanto, las pérdidas pueden convenientemente ser considerado en dos grupos.

6.6.7.3.1 PÉRDIDAS INMEDIATAS

Se generan durante el proceso de tesado y se produce con aplicación de la fuerza de pretensado en el *etapa inicial*, es decir, antes de aplicar cualquier sollicitación de carga impuesta. Este grupo está compuesto por:

- Pérdida por fricción debido a la curvatura del tendón y bamboleo
- Acortamiento elástico del hormigón bajo la compresión inducida
- Corrimientos y ajustes en anclajes y cuñas.

6.6.7.3.2 PÉRDIDAS A LARGO PLAZO

Se producen a un ritmo decreciente gradualmente a lo largo de la vida útil de la estructura. Estas pérdidas se consideran sólo en la *etapa final*, cuando se aplican las sollicitaciones de cargas. Este grupo está formado por:

- Retracción del hormigón
- Fluencia del hormigón
- Relajación del acero preesforzado

6.6.7.3 MÍNIMA Y MÁXIMA TENSIÓN PREVIA

Se recomienda que al inicio del hormigonado se establezca un tensado inicial de las siguientes características para los vertidos de hormigón, debido a que el concreto trabaja a tensión, entre un 10 a 15 % de la resistencia a compresión del mismo.

Las normas *BS 8110* no establecen una fuerza de tensado inicial. Pero recomienda el siguiente esfuerzo:

$$T_{pr} = 0.6 * (f_{cu})^{0.5}$$

Mientras que el *ACI 318-89* recomienda un tensión previa de:

$$T_{pr} = 1.0 \text{ N/mm}^2 \cong 10.2 \text{ Kg/cm}^2$$

6.6.7.4 CUANTIFICACIONES DE PESOS DE MATERIALES

Tabla 28. Dimensiones y pesos del bloque

Dimensiones de Bloque			Peso Unitario
a (cm)	b (cm)	c (cm)	(Kg.)
20	40	10	8
20	40	15	10
20	40	20	12
20	40	25	14

Fuente: Publicaciones de Diseño de Losas de Hormigón Armado (ESPE)

Tabla 29. Pesos unitarios de materiales de construcción

Materiales	Peso Unitario (Ton/m ³)
Hormigón Armado	2.40
Hormigón Simple	2.20
Granito	2.60 – 2.80
Adobe	1.60
Ladrillo cerámico prensado (0 a 10% de huecos)	1.90
Ladrillo cerámico perforado (20 a 30% de huecos)	1.4
Ladrillo cerámico hueco (40 a 50% de huecos)	1.0
Ladrillo artesanal	1.60
Bloque hueco de hormigón	1.2
Bloque hueco de hormigón alivianado	8.5
Arena seca	1.45
Ripio seco	1.6
Tierra seca	1.4

Fuente: Cargas y materiales (NEC-2011)

6.6.7.5 DEFLEXIÓN MÁXIMA ADMISIBLE CALCULADA

Tabla 30. Deflexión máxima admisible calculada

Tipo de elemento	Deflexión considerable	Límite de Deflexión
Cubiertas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión debida a la carga viva L	$\frac{l}{180}$
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión debida a la carga viva L	$\frac{l}{360}$
Sistema de entepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes y la deflexión inmediata debido a cualquier carga viva)	$\frac{l}{480}$
Sistema de entepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$\frac{l}{240}$

Fuente: (ACI 318-08, 2008), Tabla 9.5 (b)

6.6.8 DEFINICIONES SISMICA DEL NEC-2015

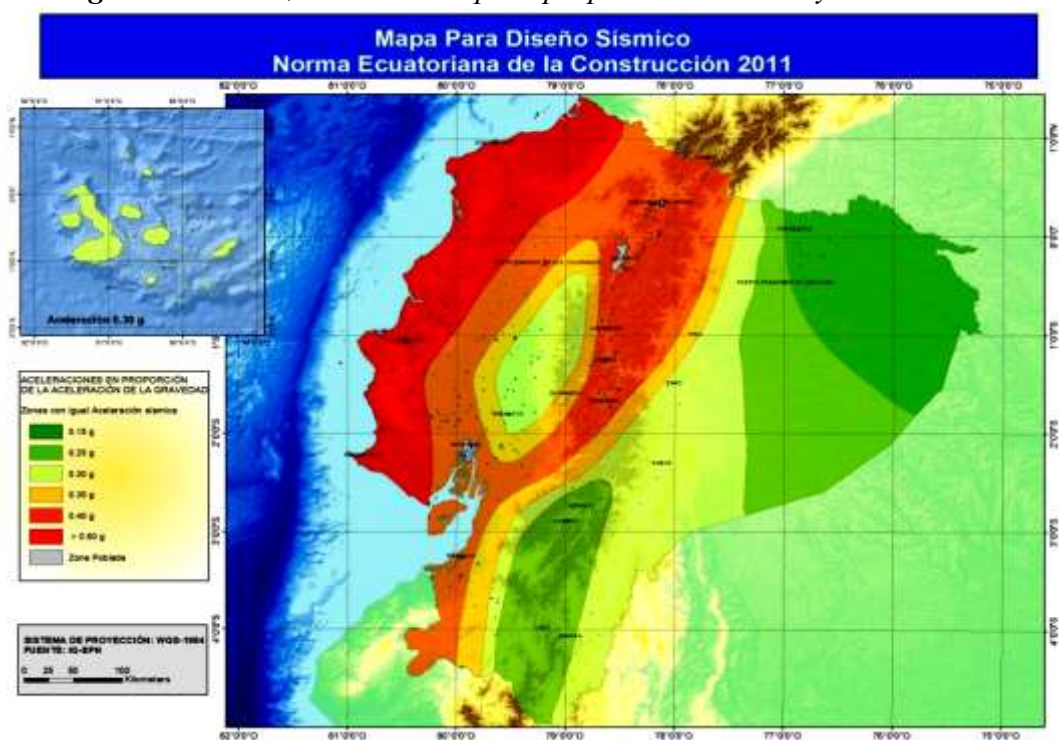
Los procedimientos y requisitos se determinarán considerando la zona sísmica del Ecuador donde se va a construir la estructura, las características del suelo del sitio de emplazamiento, el tipo de uso, destino e importancia de la estructura, el tipo de sistema y configuración estructural a utilizarse. Para estructuras de uso normal, éstas 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. (NEC-SE-DS-, 2015)

6.6.8.1 ZONAS SÍSMICAS Y FACTOR DE ZONA Z

Para los edificios de uso normal, se usa el valor de Z , que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z , de acuerdo al mapa de la *Imagen N° 6*.

Imagen 6. Ecuador, zona sísmica para propósitos de diseño y valores de Z.



Fuente: (NEC-SE-DS-, 2015), (Cap-3.1)

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI.

Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del:

- ❖ Nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia,
- ❖ Litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta.

Tabla 31. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona Sísmica Z	I	II	III	IV	V	VI
Valor Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: (NEC-SE-DS-, 2015), (Cap-3.1)

6.6.8.2 GEOLOGÍA LOCAL

6.6.8.2.1 REQUISITOS GENERALES

Mientras se ejecutan los estudios de microzonificación sísmica en los municipios que aún no los tienen, pueden utilizarse los requisitos establecidos en esta sección, los cuales son requisitos mínimos y no sustituyen los estudios detallados del sitio. Son necesarios para el caso de proyectos de infraestructura importante y otros proyectos distintos a los de edificación. Para ese tipo de proyectos de infraestructura importante, los estudios de microzonificación sísmica deben incluir, como mínimo, los siguientes temas: (NEC-SE-DS-, 2015, pág. 127)

- a) Entorno geológico y tectónico, sismología regional, y fuentes sismogénicas.
- b) Espectro de aceleración de diseño en roca y familias de acelerogramas a utilizar.
- c) Exploración geotécnica adicional a la requerida para el diseño de la cimentación.
- d) Estudio de amplificación de onda (análisis lineal equivalente o no lineal) y obtención de los movimientos sísmicos de diseño en superficie.

6.6.8.2.2 TIPOS DE PERFILES DE SUELOS PARA EL DISEÑO SÍSMICO

Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan en la *Tabla N°32*. Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciables deben subdividirse, asignándoles un subíndice *i* que va desde **1** en la superficie, hasta **n** en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil.

Tabla 32. Clasificación de los perfiles de suelos

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca completamente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ KPa} > S_u \geq 50$ KPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s \geq 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte	
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Fuente: (NEC-SE-DS-, 2015), (Cap-3.2.1)

6.6.8.2.3 LOS COEFICIENTES DE PERFIL DE SUELO FA, FD Y FS

Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

En la *Tabla 33*, se presentan los valores del coeficiente *Fa*, que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

Tabla 33. Tipo de suelo y factores de sitio *Fa*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <u>10.5.4</u>					

Fuente: (NEC-SE-DS-, 2015), (Cap-3.2.2)

Fd: Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca. En la *Tabla 34*, se presentan los valores del coeficiente *Fd*, que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Tabla 34. Tipo de suelo y factores de sitio *Fd*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: (NEC-SE-DS-, 2015), (Cap-3.2.2)

F_s: Coeficiente de amplificación del comportamiento no lineal de los suelos. En la *Tabla 35*, se presentan los valores del coeficiente *F_s*, que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Tabla 35. Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo *F_s*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: (NEC-SE-DS-, 2015), (Cap-3.2.2)

Nota: Para poblaciones con más de 100000 habitantes (que deberían disponer de estudios de microzonificación sísmica y geotécnica en su territorio) y sitios con suelo de tipo F, se realizará espectro de respuesta elástico de aceleraciones específicas al sitio, basado en la geología, tectónica, sismología y características del suelo local. El espectro debe desarrollarse para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico de 5,00%, a menos que la utilización de otros valores sea consistente con el comportamiento estructural previsto y con la intensidad del sismo establecida para el sitio. (NEC-SE-DS-, 2015, pág. 32), (Cap-3.2.2)

6.6.8.3 ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO EN ACELERACIONES *S_a*.

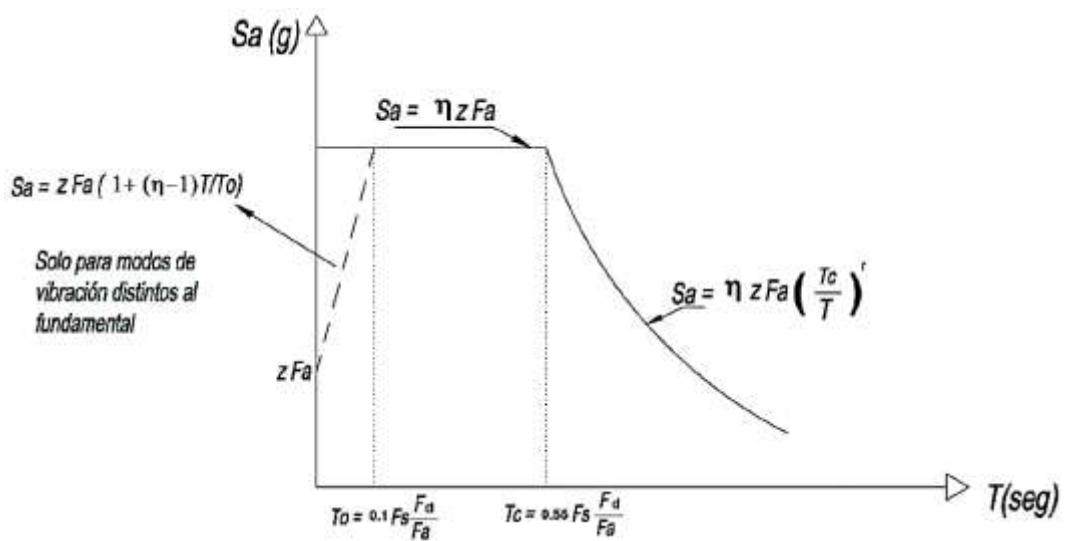
6.6.8.3.1 COMPONENTES HORIZONTALES DE LA CARGA SÍSMICA: ESPECTROS ELÁSTICOS DE DISEÑO

El Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones, es el espectro de respuesta elástico de aceleraciones *S_a*, expresado como fracción de la aceleración

de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la *Figura 31*, consistente con:

- El factor de zona sísmica Z ,
- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura,
- La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d , F_s .

Figura 31. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones



Fuente: (NEC-SE-DS-, 2015), (Cap-3.3.1)

Dónde:

η = Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.

F_a = Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.

F_d = Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

F_s = Coeficiente de amplificación del comportamiento inelástico de los suelos.

S_a = Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura.

T = Periodo fundamental de vibración de la estructura.

T_0 = Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T_c = Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Z = Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .

Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para periodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

Dónde:

η = Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.

r = Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

$r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E.

$r = 1.5$ para tipo de suelo E.

S_a = Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura.

T = Periodo fundamental de vibración de la estructura.

T_c = Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Z = Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .

Asimismo, de los análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años), y normalizándolos para la aceleración máxima en el terreno Z , se definieron los valores de la relación de amplificación espectral, η (S_a/Z , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

$n = 1.80$ Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),

$n = 2.48$ Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

$n = 2.60$ Provincias del Oriente

6.6.8.3.2 LOS LÍMITES PARA EL PERIODO DE VIBRACIÓN TC Y TL

Para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de T_L se limitarán a un valor máximo de 4 segundos.

$$T_C = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_L = 2.4 \cdot F_d$$

Dónde:

F_a = Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo cortó.
F_d = Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.
F_s = Coeficiente de amplificación del comportamiento inelástico de los suelos.
T_C = Es el periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
T_L = Es el periodo límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos.

Para el análisis dinámico y, únicamente para evaluar la respuesta de los modos de vibración diferentes al modo fundamental, el valor de **S_a** debe evaluarse mediante la siguiente expresión, para valores de periodo de vibración menores a **T₀**:

$$S_a = Z F_a \left[1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0} \right] \text{ para } T \leq T_0$$

$$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Dónde:

η = Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.
S_a = Es el espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura.
T = Periodo fundamental de vibración de la estructura
T₀ = Es el periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
Z = Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

6.6.8.3.3 CATEGORÍA DE EDIFICIO Y COEFICIENTE DE IMPORTANCIA I

El propósito del factor *I*, es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño. (NEC-SE-DS-, 2015, pág. 39), (Cap-4.1)

Nota: al determinar las fuerzas a partir de las curvas de peligro sísmico, dichas fuerzas no requieren ser modificadas por el factor de importancia I.

Tabla 36. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0



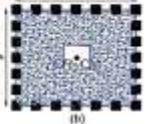
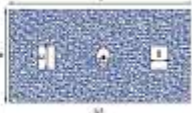
Fuente: (NEC-SE-DS-, 2015), (Cap-4.1)

6.6.8.3.4 REGULARIDAD / CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

6.6.8.3.4.1 CONFIGURACIONES ESTRUCTURAL A PRIVILIGIAR

Diseñadores arquitectónicos y estructurales deben procurar que la configuración de la estructura sea simple y regular para lograr un adecuado desempeño sísmico. La *Tabla 37*, muestra configuraciones estructurales recomendadas.

Tabla 37. Configuraciones estructurales recomendables

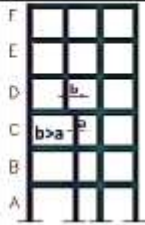
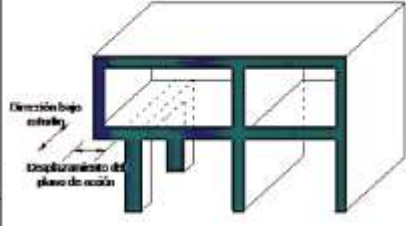

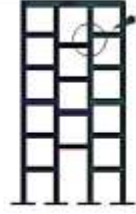
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_v=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_{3D}=1$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aperticados, es constante en todos los niveles. $\phi_v=1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_{3D}=1$	
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_b=1$			

Fuente: (NEC-SE-DS-, 2015), (Cap-5.2.1 (a))

6.6.8.3.4.2 CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES MAS COMPLEJAS

Cambios abruptos de rigidez y resistencia como los mostrados en la *Tabla 38*, deben evitarse con el fin de impedir acumulaciones de daños en algunos componentes en desmedro de la ductilidad global del sistema y por lo tanto no se recomiendan.

Tabla 38. Configuraciones estructurales no recomendadas

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>		<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical. Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p> 
<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el corte del piso para la dirección considerada).</p>	 <p>RESISTENCIA PISO B < 0.70 RESISTENCIA PISO C</p>	
<p>Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>		

Fuente: (NEC-SE-DS-, 2015), (Cap-5.2.1 (b))

6.6.8.3.4.3 REGULARIDAD EN PLANTA Y ELEVACIÓN

Se permitirá utilizar el procedimiento DBF (*Diseño Basado en Fuerzas*) únicamente en los casos en que las estructuras presentan regularidad tanto en planta como en elevación (es decir cuando $\text{ØP} = \text{ØE} = 1$).

En los casos restantes, la aplicación del cálculo dinámico permitirá incorporar efectos torsionales y de modos de vibración distintos al fundamental.

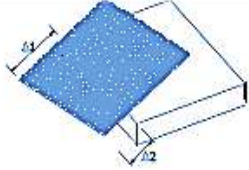
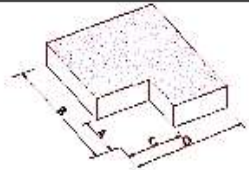
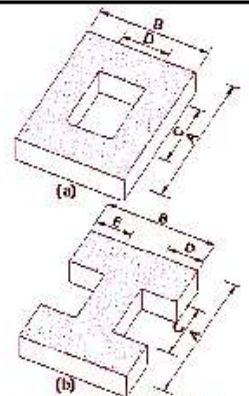
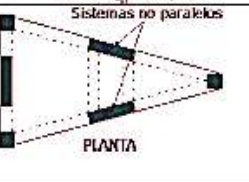
6.6.8.3.4.3.1 IRREGULARIDADES Y COEFICIENTES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

En caso de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, se usarán los coeficientes de configuración estructural, que “penalizan” al diseño con fines de tomar en cuenta dichas irregularidades, responsables de un comportamiento estructural deficiente ante la ocurrencia de un sismo.

La *Tabla 38* y la *Tabla 39*, describen las tipologías de irregularidades que se pueden presentar con mayor frecuencia en las estructuras de edificación. Junto a la descripción se caracteriza la severidad (acumulativa o no) de tales irregularidades.

Los coeficientes de configuración estructural incrementan el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita el posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación. Por tanto, es recomendable evitar al máximo la presencia de las irregularidades mencionadas. (NEC-SE-DS-, 2015, pág. 49), (*Cap-5.2.3*)

Tabla 39. Coeficientes de irregularidad en planta

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_p=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$ Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_p=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$ La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_p=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$ La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_p=0.9$ La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: (NEC-SE-DS-, 2015), (Cap-5.2.3 (a))

Coeficiente de regularidad en planta Φ_P :

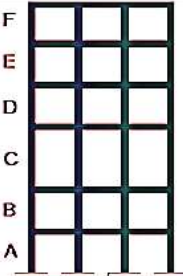
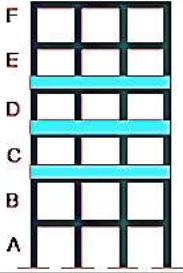
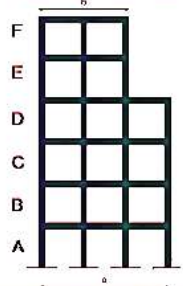
El coeficiente Φ_P se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas en la estructura, descritas en la *Tabla 39*. Se utilizará la expresión:

$$\Phi_P = \Phi_{PA} * \Phi_{PB}$$

Dónde:

ϕ_P = Coeficiente de regularidad en planta ϕ_{PA} = Mínimo valor ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidad tipo 1, 2, y/o 3 ϕ_{PB} = Mínimo valor ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidad tipo 4 ϕ_{Pi} = Coeficiente de configuración en planta

Tabla 40. Coeficientes de irregularidad en elevación

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_E=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_E=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_E=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: (NEC-SE-DS-, 2015), (Cap-5.2.3 (b))

Coeficiente de regularidad en elevación ϕ_E :

El coeficiente ϕ_E se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la *Tabla 40*.

Se utilizará la expresión:

$$\phi_E = \phi_{EA} * \phi_{EB}$$

Donde:

\emptyset_P = Coeficiente de regularidad en elevación
\emptyset_{EA} = Mínimo valor \emptyset_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; \emptyset_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1
\emptyset_{EB} = Mínimo valor \emptyset_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; \emptyset_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 2 y/o 3
\emptyset_{Ei} = Coeficiente de configuración en elevación

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en la *Tabla 39 y 40*, en ninguno de sus pisos; en planta y elevación se tomará el valor de 1.

$$\emptyset_P = 1$$

$$\emptyset_E = 1$$

6.6.8.3.5 CARGA SÍSMICA REACTIVA W

La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo y es igual a la carga muerta total de la estructura. En el caso de estructuras de bodegas o de almacenaje, W se calcula como la carga muerta más un 25% de la carga viva de piso. (NEC-SE-DS-, 2015, pág. 55), (*Cap-6.1.7*).

Tabla 41. Combinaciones de carga sísmica reactiva

Caso General
$W = D$
Dónde D= Carga muerta total de la bodega
Caso Especial: bodegas y almacenaje
$W = D + 0.25*Li$
Dónde D= Carga muerta total de la bodega Li = Carga viva del piso i

Fuente: (NEC-SE-DS-, 2015), (Cap-6.1.7)

6.6.8.3.6 DUCTILIDAD Y FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICAS R

6.6.8.3.6.1 RECOMENDACIONES Y PERTINENCIA

Para la definición del factor de reducción de resistencia R , se puede referir a las recomendaciones de los códigos *ASCE-7-10* y *NSR-10*, (NEC-SE-DS-, 2015, pág. 63), (*Cap-6.3.4*) Conceptualmente, se consideran también:

- Criterios relacionados con aspectos de agrupamiento de estructuración, diferencias entre realidades constructivas y de calidad entre los materiales y la construcción,
- Penalizaciones dirigidas hacia cierto tipo de estructuras que no permiten disponer de ductilidad global apropiada para soportar las deformaciones inelásticas requeridas por el sismo de diseño.

6.6.8.3.6.2 DEFINICIÓN DEL FACTOR R EN EL MARCO DE LAS NEC_s

El factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas. En el caso del método *DBF*, se considerara como parámetro constante dependiente únicamente de la tipología estructural.

Nota 1: a pesar de constante en el *DBF*, el factor R permite disminuir substancialmente la ordenada elástica espectral, y disponer de un adecuado comportamiento inelástico durante el sismo de diseño, proveyendo así la adecuada ductilidad y disipación de energía suficientes que impidan el colapso de la estructura ante eventos sísmicos severos.

Nota 2: Los valores del factor R consideran la definición de las cargas sísmicas a nivel de resistencia, en lugar del nivel de servicio, como se encontraban en la versión previa de esta norma. En tal sentido, las combinaciones de carga deben ser congruentes con este aspecto y deben cumplirse con lo estipulado en la *NEC-SE-CG*.

6.6.8.3.6.3 CRITERIOS DE DEFINICIÓN DE R

Los factores de reducción de resistencia R dependen realmente de algunas variables, tales como:

- Tipo de estructura,
- Tipo de suelo,
- Periodo de vibración considerado
- Factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite.

6.6.8.3.6.4 GRUPOS ESTRUCTURALES DE ACUERDO CON R

Se seleccionará uno de los dos grupos estructurales siguientes, a utilizarse para la edificación:

- Sistemas estructurales dúctiles (véase Tabla 42)
- Sistemas estructurales de ductilidad limitada, los cuales se encuentran descritos en la Tabla 43, junto con el valor de reducción de resistencia sísmica R correspondiente. (NEC-SE-DS-, 2015, págs. 63-64), (Cap-6.3.4)

Tabla 42. Coeficiente R para sistemas dúctiles

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	6
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	6
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: (NEC-SE-DS-, 2015), (Cap-6.3.4 (d))

Tabla 43. Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM , limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Fuente: (NEC-SE-DS-, 2015), (Cap-6.3.4 (d))

6.6.8.3.7 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DEL DISEÑO BASADO FUERZAS (DBF)

6.6.8.3.7.1 PASOS DEL MÉTODO

Se precisa que en el caso del DBF, se considera que la respuesta estructural se constituye principalmente del primer modo de vibración (modo fundamental), que se determina de manera aproximativa. De hecho, se determinan las solicitaciones sísmicas considerando solamente este primer modo.

- ✓ Determinación del espectro de diseño **Sa(T)** de acuerdo con las características geotectónicas del lugar de emplazamiento de la estructura.
- ✓ Cálculo aproximado del período fundamental de vibración aproximado **Ta**,
- ✓ Determinación del cortante de base **V** con los resultados de los pasos anteriores
- ✓ Determinación de las distribuciones vertical y horizontal de **V**
- ✓ Dirección de aplicación de estas fuerzas sísmicas y verificación de que los índices de deriva no sobrepasen el valor permitido. (NEC-SE-DS-, 2015, pág. 61), (Cap-6.3.1)

6.6.8.3.8 CORTANTE BASAL DE DISEÑO V

El cortante basal total de diseño V, a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante las expresiones:

$$V = \frac{I * S_a * (T_a)}{R * \phi_p * \phi_E} * W \quad \text{Ec. (14)}$$

Dónde:

Sa (Ta) = Espectro de diseño en aceleración de respuesta elástico para diseño.

$\phi_p * \phi_E$ = Coeficientes de configuración en planta y elevación

I = Coeficiente de importancia;

R = Factor de reducción de resistencia sísmica

V = Cortante basal total de diseño

W = Carga sísmica reactiva

Ta = Periodo de vibración

6.6.8.3.8.1 ESPECTRO DE DISEÑO

Se determina de acuerdo con lo expuesto en la sección 3.3.1:

- Para estructuras de ocupación normal, se diseñará la curva **Sa(T)** mediante el factor **Z** definido en la sección 3.1.1
- Para estructuras esenciales o de ocupación especial, se determinarán los valores de aceleración mediante las curvas definidas en la sección 3.1.2 para los distintos modos de vibración; estos valores se sustituirán al factor **Z** para diseñar la curva **Sa(T)**, verificando que la aceleración espectral de diseño no sea menor que la obtenida con el espectro definido en 3.3.1, cumpliendo así las bases de diseño descritas en 2.2 y el nivel de fuerzas sísmicas descritos en 4.3.3.
- Para estructuras construidas en suelos tipo **F**, se desarrollarán acelerogramas y espectros específicos al sitio de emplazamiento (véase en la sección 10.5.4). (NEC-SE-DS-, 2015, pág. 61), (Cap-6.3.2)

6.6.8.3.8.2 DETERMINACIÓN DEL PERIODO DE VIBRACIÓN T

El periodo de vibración aproximativo de la estructura **T**, para cada dirección principal, será estimado a partir de uno de los 2 métodos descritos a continuación.

El valor de **T** obtenido al utilizar estos métodos es una estimación inicial razonable del periodo estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento.

T permite determinar el valor **S_a** del espectro en aceleraciones mediante el gráfico expuesto en el acelerómetro. (NEC-SE-DS-, 2015, pág. 62), (Cap-6.3.3)

a. Método 1

Para estructuras de edificación, el valor de **T_a** puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Dónde:

h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T = Periodo de vibración

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio

Tabla 44. Coeficiente del periodo de vibración

Tipo de estructura	C _t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: (NEC-SE-DS-, 2015), (Cap-6.3.3)

Fórmula para determinar manualmente C_t :

$$C_t = \frac{0.0062}{\sqrt{C_w}} ; C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^{n_w} \left[\left(\frac{h_n}{h_{wi}} \right)^2 \frac{A_{wi}}{1 + 0.83 \left(\frac{h_{wi}}{l_{wi}} \right)^2} \right]$$

Dónde:

A_B = Área de la edificación en su base, en metros cuadrados.

n_w = Número de muros de la edificación diseñados para resistir las fuerzas sísmica en la dirección de estudio.

h_{wi} = Altura del muro i medida desde la base, en metros.

A_{wi} = Área mínima de cortante de la sección de un muro estructural i , medida en un plano horizontal, en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio, en metros cuadrados.

l_{wi} = Longitud medida horizontalmente, en metros, de un muro estructural i en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio.

b. Método 2

El periodo fundamental T puede ser calculado, utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado. Este requisito puede ser cumplido mediante la utilización de la siguiente expresión, aplicada en cada dirección principal de la estructura o por medio de un análisis modal:

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}}$$

Dónde:

f_i = Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso i , de acuerdo con los principios descritos en el presente capítulo, o cualquiera otra distribución racional.

δ_i = Deflexión elástica del piso i , calculada utilizando las fuerzas laterales f_i

w_i = Peso asignado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente) peso: w / cargas: W

Sin embargo, el valor de T_a calculado según el método 2 no debe ser mayor en un 30% al valor de T_a calculado con el método 1. (NEC-SE-DS-, 2015, pág. 63)

6.6.8.3.9 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS SÍSMICAS LATERALES

La distribución de fuerzas verticales se asemeja a una distribución lineal (triangular), similar al modo fundamental de vibración, pero dependiente del período fundamental de vibración **Ta**. (NEC-SE-DS-, 2015), (Cap-6.3.5)

En ausencia de un procedimiento más riguroso, basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i ; V_x = \sum_{i=x}^n F_i ; F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

Dónde:

V = Cortante total en la base de la estructura

V_x = Cortante total en el piso *x* de la estructura

F_i = Fuerza lateral aplicada en el piso *i* de la estructura

F_x = Fuerza lateral aplicada en el piso *x* de la estructura

n = Número de pisos de la estructura

W_x = Peso aginado al piso o nivel *x* de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva *W* (incluye la fracción de la carga viva correspondiente, según la (NEC-SE-DS-, 2015))

W_i = Peso aginado al piso o nivel *i* de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva *W* (incluye la fracción de la carga viva correspondiente, según (NEC-SE-DS-, 2015))

h_x = Altura del piso *x* de la estructura

h_i = Altura del piso *i* de la estructura

k = Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura *T*

Determinación de k:

Es un factor de mayoración directamente proporcional a la altura de la estructura, transformándose en un coeficiente, de periodo de vibración.

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
0.5 < T ≤ 2.5	0.75 + 0.50 T
> 2.5	2

6.6.8.3.9.1 DISTRIBUCIÓN HORIZONTAL DEL CORTANTE

El cortante de piso V_x debe distribuirse entre los diferentes elementos del sistema resistente a cargas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del piso. En sistema de pisos flexibles, la distribución del cortante de piso hacia los elementos del sistema resistente se realizará tomando en cuenta aquella condición, tanto para el cálculo estático como para el cálculo dinámico.

La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada de una distancia igual al 5% de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración, con el fin de tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental, tanto para estructuras regulares como para estructuras irregulares. El efecto de este desplazamiento debe incluirse en la distribución del cortante de piso y en los momentos torsionales. (NEC-SE-DS-, 2015), (Cap-6.3.6)

6.6.8.4 LÍMITES PERMISIBLES DE LAS DERIVAS DE LOS PISOS

Es ampliamente reconocido que el daño estructural se correlaciona mejor con el desplazamiento que con la resistencia lateral desarrollada. Excesivas deformaciones han ocasionado ingentes pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales.

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla siguiente, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso: (NEC-SE-DS-, 2015, pág. 40)

Tabla 45. Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: (NEC-SE-DS-, 2015), (Cap-4.2.2)

6.7 MODO OPERATIVO

6.7.1 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA POSTENSADA:

A continuación se detalla el orden de la resolución de estructura de hormigón armado con elementos postensados con el siguiente orden:

1. Obtención de planos Arquitectónicos de la estructura a ser calculada
2. Determinación de Pesos y Cargas especiales
3. Pre dimensionamiento de tipología de losa a ser calculada y sus elementos estructurales
 - a) Losa de Hormigón Armado
 - b) Losa de Hormigón con elementos postensados
4. Pre dimensionamiento de columnas y gradas de hormigón Armado
5. Cálculo de la estructura mediante un Programa especializado
 - a) Estructura de Hormigón Armado
 - b) Losa con elementos Postensados
6. Revisión de los armados efectuados por el programa
7. Salida de listado de resultados y/o planos

6.7.2 DATOS PRELIMINARES PARA EL EDIFICIO DE CINCO NIVELES

La estructura propuesta a diseñarse será de hormigón armado y sus entrepisos serán losas de hormigón con elementos postensados, sistema aperticado, de 5 niveles que se detallan las alturas libre entre niveles que son: primer nivel de 4.14m, la segunda, tercera y cuarta planta serán de 3.60m, considerando que el tapa gradas es de 3.24m.

6.7.2.1 DATOS PARA MODELAR SEGÚN EL NEC-2015

Especificaciones de los materiales

Hormigón Armado:

- La resistencia especificada a la compresión del concreto f'_c a 28 días no debe ser menor de 210 kg / cm². (ACI 318-08; artículo 19.3.1); por lo que se tomará.

$$f'c = 300 \text{ kg/cm}^2. \text{ (Columnas)}$$

- La resistencia a la fluencia especificada del refuerzo no pre-forzado no debe exceder de 4200 kg / cm². (ACI 318-08; artículo 19.3.2); por lo que se tomará.

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

$$fu = 6200 \text{ kg/cm}^2.$$

Hormigón Preesforzado:

$$f'c = 400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Losa)}$$

$$fpy = 18621.00 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (270 Ksi)}$$

$$fpu = 16758.90 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (243 Ksi)}$$

Código a aplicarse:

- ✓ ACI 318-99
- ✓ ACI 318-08
- ✓ NEC 2015
- ✓ CEC 2002

Módulo de elasticidad del hormigón: En el Artículo 8.5.1 del código (ACI 318-08, 2008)

$Ec = (Wc)^{1.5} * 0.14 * \sqrt{f'c}$	$Ec = 15100 * \sqrt{f'c}$
Para concreto de densidad Wc comprendidos entre 1440 y 2560 kg/m ³	Para concreto de densidad normal Wc = 2400 kg/m ³
$Ec = (2480)^{1.5} * 0.14 * \sqrt{400} \text{ Kg/cm}^2$ $Ec = 345\ 808.41 \text{ Kg/cm}^2$	$Ec = 15100 * \sqrt{400} \text{ Kg/cm}^2$ $Ec = 261\ 539.67 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Columnas)}$ $Ec = 302\ 000.00 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Losa)}$

Dónde:

Ec= Modulo de Elasticidad del Hormigón

Wc= Densidad del concreto.

f'c= Resistencia del hormigón a los 28 días

Una alternativa con un enfoque más real a nuestro entorno, es la tabla de propiedades mecánicas medias de materiales de ingeniería seleccionados, propuesta en el curso de Computación Aplicada impartido por el Ing. M. Sc. Miguel Mora. Donde detalla las siguientes características del hormigón de alta resistencia de acuerdo a la zona.

Tabla 46. Propiedades Mecánicas del hormigón de alta resistencia

HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
Módulo de Elasticidad	210 000.00	Kg/cm^2
Módulo de Poisson	0.15	Relación
Peso por unidad de Volumen	2 410.00	Kg/m^3
Coef. Dilatación térmica lineal	10.80×10^{-6}	$^{\circ}C$

Elaborado por: Marco Quilumba

Fuente: (Ing. M. Sc. Miguel Mora, 2010)

Módulo de Poisson del hormigón: 0.15 - 0.20

Cuando el concreto se le comprime en una dirección, al igual que ocurre con otros materiales, este se expande en la dirección transversal a la del esfuerzo aplicado.

La relación entre la deformación transversal y la longitud se conoce como la relación de poisson. Es significativa solamente dentro del rango elástico, para esfuerzos menores más o menos la mitad de la resistencia del concreto.

En este rango la relación de poisson del concreto varía entre 0.15 y 0.20

La resistencia del concreto varia con su edad, el aumento de su resistencia más rápido al principio, tornándose mucho más lento a larga edad. Esta variación de resistencia es especialmente importante en el diseño y fabricación de miembros preesforzados, debido a que las elevadas cargas se pueden producir a muy temprana edad por el acero tensado. (NILSON, 1982, pág. 66)

Módulo de elasticidad de Aceros:

En el artículo 8.5.2 del código de ACI 318-08	En el código BS-8110 debido al proceso de tensado térmico de baja relajación.
$Es1 = 2\ 10\ 000\ MPa = 2\ 100\ 000\ Kg/cm^2$	$Es2 = 195\ 000\ MPa = 1\ 950\ 000\ Kg/cm^2$

Dónde:

Es1= Módulo de Elasticidad del Acero Dulce

Es2= Módulo de Elasticidad del Acero Preesforzado

Citando la tabla de propiedades mecánicas medias de materiales de ingeniería seleccionados, propuesta en el curso de Computación Aplicada impartido por el Ing. M. Sc. Miguel Mora. Donde detalla las siguientes características del hormigón de alta resistencia de acuerdo a la zona.

Donde se detallan las siguientes características del acero estructural dulce.

Tabla 47. Propiedades Mecánicas del acero estructural

ACERO ESTRUCTURAL DULCE		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
Módulo de Elasticidad	2 100 000.00	Kg/cm^2
Módulo de Poisson	0.27	Relación
Peso por unidad de Volumen	7 830.00	Kg/m^3
Coef. Dilatación térmica lineal	11.70×10^{-6}	°C

Elaborado por: Marco Quilumba

Fuente: (Ing. M. Sc. Miguel Mora, 2010)

6.7.2.2 DEFINICIÓN DE LA GEOMETRÍA

Disposiciones Arquitectónicas:

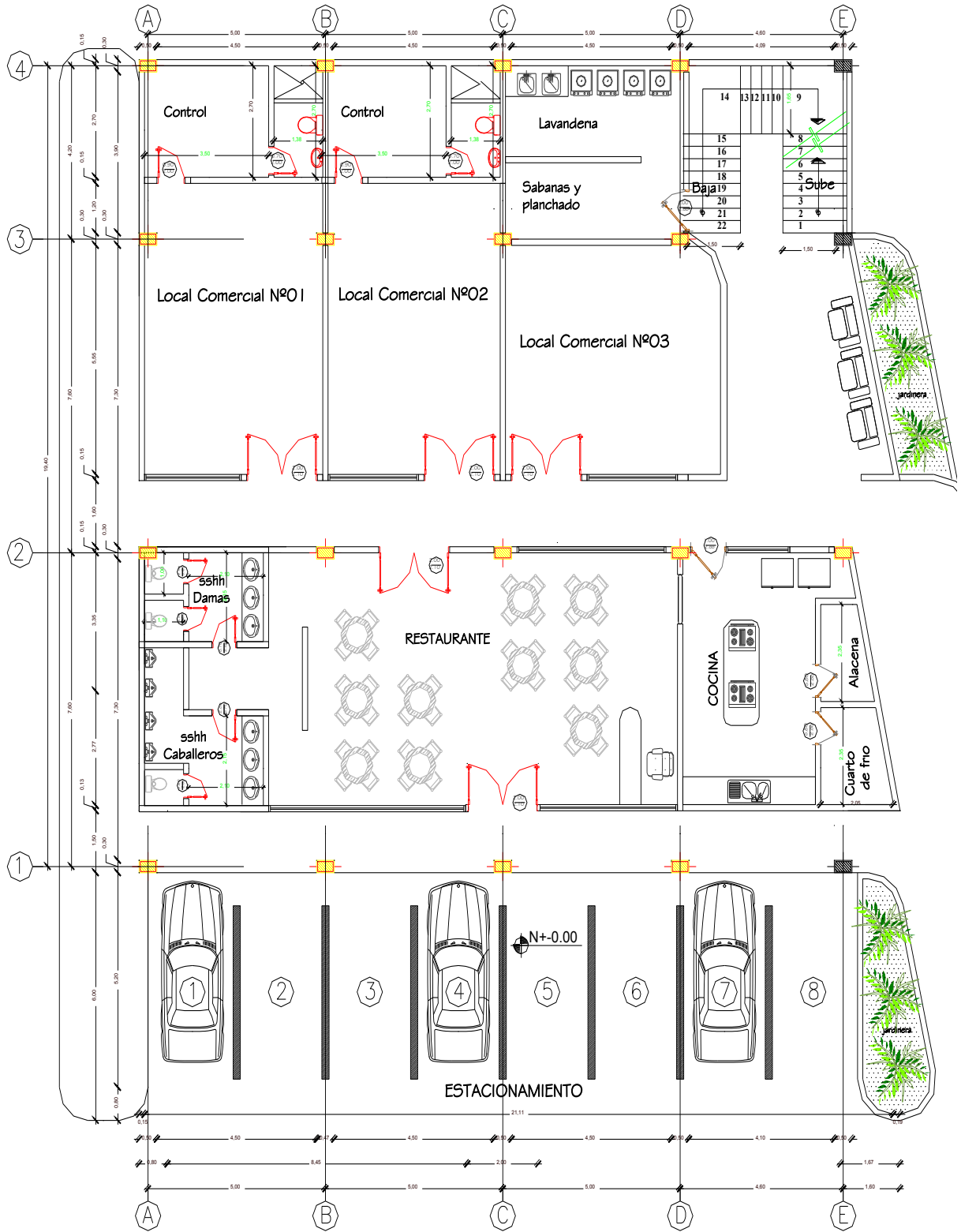
El proyecto contiene las dimensiones generales con volados en planta de 23.00 x 20.90 metros con un ducto de gradas de 4.20 x 4.60 metros destinado al ducto de gradas.

Las disposiciones de columnas se partirá con las que están destinadas en el proyecto del hotel Dayalee que son de 30 x 50 centímetros, el lado mayor de la sección de la columna es destinado en la dirección de la luz más larga a vencer por la inercia que presenta dicha sección. Sus distancias entre ejes son en $L_x=5\text{m}$ y $L_y=7.60\text{m}$ como se observa en los planos.

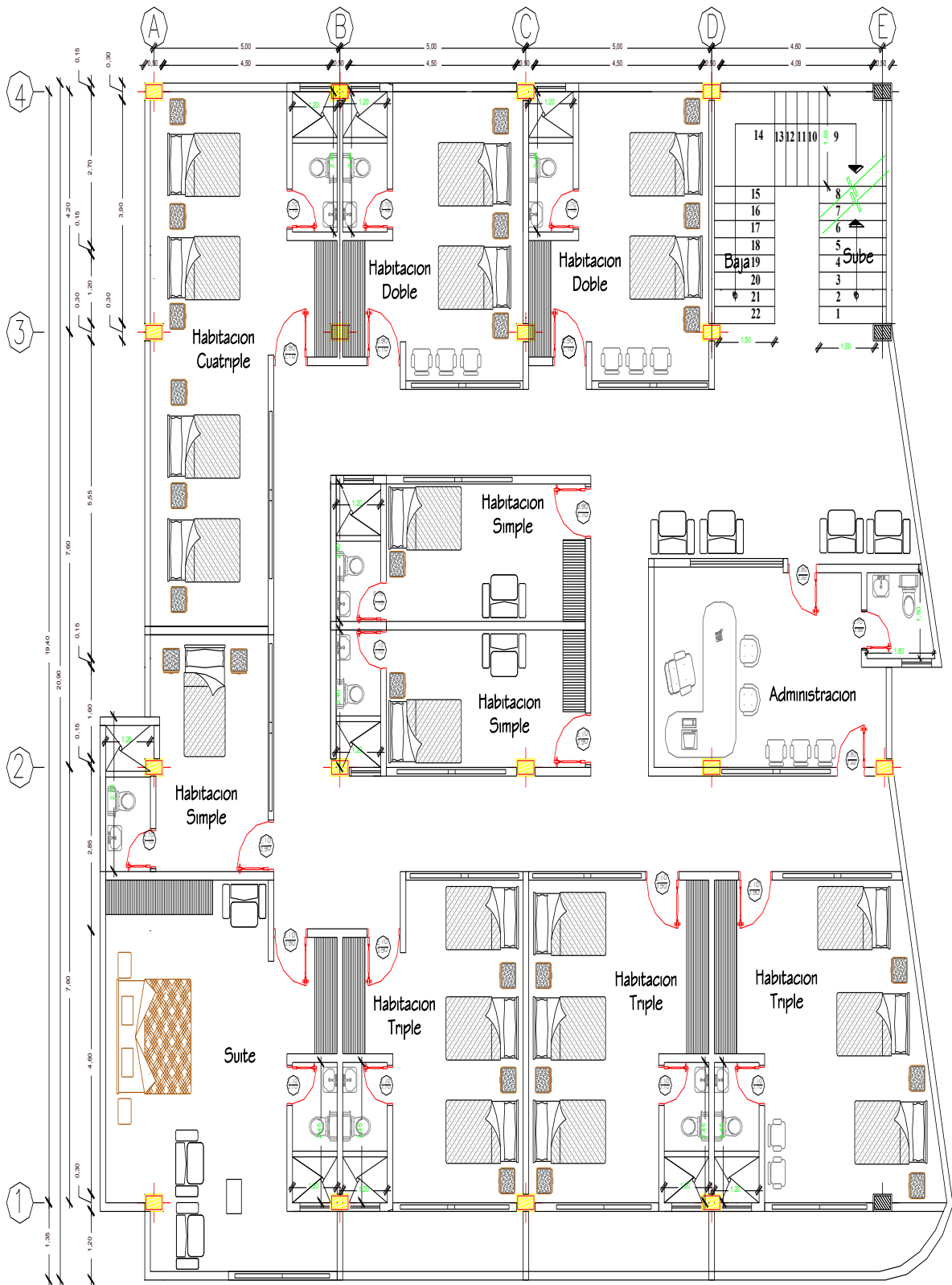
- ❖ Tener definido el proyecto; planos arquitectónicos con las alturas de cada piso.
- ❖ Las secciones de las columnas se tomarán las predefinidas por los planos arquitectónicos y/o se realizará un prediseño; teniendo en cuenta que con el programa especializado se puede chequear a cada elemento estructural y estas dimensiones pueden variar cuando ya se tenga un diseño óptimo.
- ❖ Las gradas se realizará el diseño, con las formulas analíticas de hormigón armado. La sección de losa (espesor), calculada será el elemento a modelar junto con la estructura en el programa especializado. Con el programa especializado procederemos a chequear a cada elemento estructural y estas dimensiones pueden variar cuando ya se tenga un diseño óptimo.
- ❖ La configuración y el tipo de losa maciza plana, se lo realizará mediante las solicitaciones de carga y su luz a vencer, teniendo en cuenta torones comerciales del país.

Planos Arquitectónicos

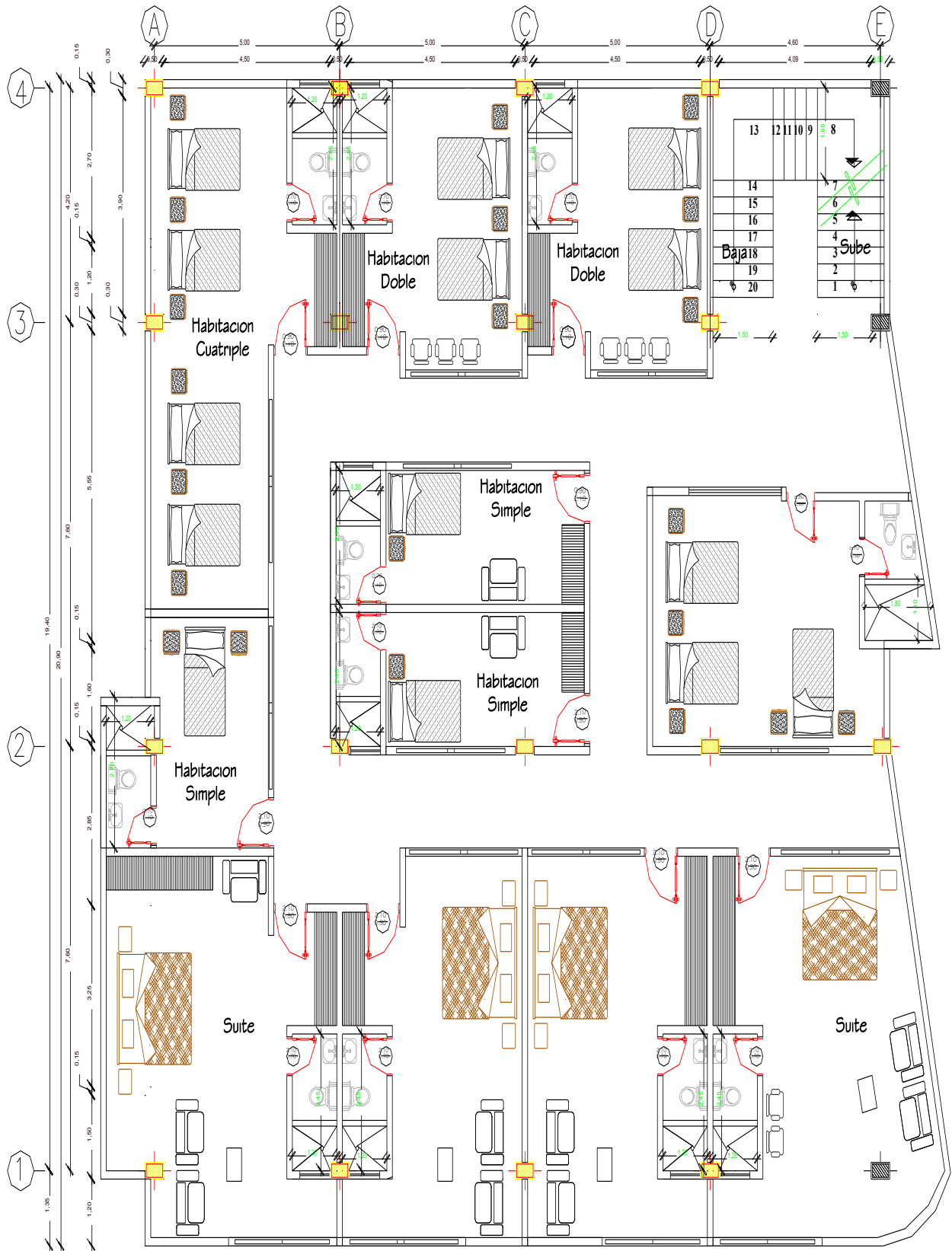
Implantación General N+0.00 m



Entrepiso N+4.14 m



Entrepiso N+7.74 m =Entrepiso N+11.34 m



6.7.3 CUANTIFICACIÓN DE CARGAS:

Para la cuantificación de las cargas es necesario conocer de donde provienen las cargas muertas de una losa manualmente, tal como se lo muestra a continuación, teniendo en cuenta que el peso propio de la losa, el programa nos calcula automáticamente. Lo que solo será necesario los acabados y las cargas muertas de pared.

Las cargas vivas se detallan dentro del código (NEC-SE-CG, 2015), considerando el tipo de estructura y su uso ocupacional.

6.7.3.1 CARGA MUERTA

Las cargas permanentes (o cargas muertas) están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales, tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura. (NEC-SE-CG, 2015, pág. 11)

Losa Bidireccional

De acuerdo a lo que manifiesta el Código ACI 318-05 en el artículo 8.11.2 a 8.11.5.2, podemos definir la losa de la siguiente manera:

$$\gamma = 1200 \text{ Kg/cm}^3 \text{ (cerámica)}$$

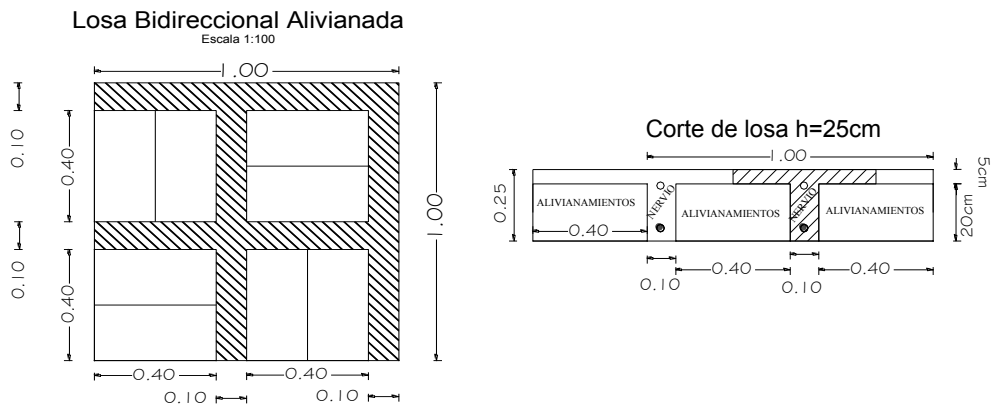
La densidad varía alternativamente dependiendo del tipo de material de acabado.

Tabla 48. Carga muerta de losa bidireccional

P.P. Loseta:	$(0.05\text{m} \times 1\text{m} \times 1\text{m}) \times (2400 \text{ Kg/m}^3)$	120.00 Kg/m ²
P.P. Nervios:	$(0.20\text{m} \times 0.10\text{m} \times 3.60\text{m}) \times (2400 \text{ Kg/m}^3)$	172.80 Kg/m ²
P.P. Alivianamientos:	8u/m ² ----- 12 Kg/u	96.00 Kg/m ²
P.P. Alisado Sup. e Inf.	$(0.05\text{m} \times 1\text{m} \times 1\text{m}) \times (1900 \text{ Kg/m}^3)$	95.00 Kg/m ²
P.P. Acabados:	$(0.025\text{m} \times 1\text{m} \times 1\text{m}) \times (1200 \text{ Kg/m}^3)$	30.00 Kg/m ²
	CM =	513.80 Kg/m ²

Elaborado por: Marco Quilumba

Figura 32. Disposiciones de losa bidireccional



Elaborado por: Marco Quilumba

Losa maciza o losa equivalente:

Considerando una alternativa para el desarrollo del cálculo estructural de la losa de entrepiso $N+7.74$, se obtiene los siguientes resultados:

Tabla 49. Carga muerta losa maciza

P.P. Losa:	$(0.18\text{m} \times 1\text{m} \times 1\text{m}) \times (2400 \text{ Kg/m}^3)$	432.00 Kg/m ²
P.P. Alisado Sup. e Inf.	$(0.05\text{m} \times 1\text{m} \times 1\text{m}) \times (1900 \text{ Kg/m}^3)$	95.00 Kg/m ²
P.P. Acabados:	$(0.025\text{m} \times 1\text{m} \times 1\text{m}) \times (1200 \text{ Kg/m}^3)$	30.00 Kg/m ²
	CM =	557.00 Kg/m ²

Elaborado por: Marco Quilumba

NOTA: Considerando que el programa calcula el peso propio del elemento estructural (losa, viga, columna, muros, etc.) se detallan a continuación los pesos que se deberían ingresar adicionalmente ya sea por uso exclusivo de piso o demonimados pesos de acabados.

Tabla 50. Carga muerta solo de acabados

P.P. Alisado Sup. e Inf.	$(0.05\text{m} \times 1\text{m} \times 1\text{m}) \times (1900 \text{ Kg/m}^3)$	95.00 Kg/m ²
P.P. Acabados:	$(0.025\text{m} \times 1\text{m} \times 1\text{m}) \times (1200 \text{ Kg/m}^3)$	30.00 Kg/m ²
	CM =	125.00 Kg/m ²

Elaborado por: Marco Quilumba

6.7.3.2 CARGA VIVA (SOBRECARGA DE USO):

Las sobrecargas que se utilicen en el cálculo dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras. (NEC-SE-CG, 2015). Las cargas vivas están establecidas en las normas vigentes en el país, de acuerdo al uso y ocupación real de la estructura la cual se detalla a continuación:

Cargas NEC-2011:

Tabla 51. Solicitaciones de cargas vivas

Ocupación o Uso Residencial (Hoteles y Residencias Multifamiliares)	Carga Uniforme (KN/m ²)	Carga Uniforme (Kg/m ²)
Habitaciones	2.00	200.00
Salones de uso público y sus corredores	4.80	480.00

Elaborado por: Marco Quilumba

Fuente: NEC-2011 (NEC-SE-CG)

Cargas CEC-2001:

CEC Parte I-2001 Capítulo 3. Cargas Uniformes y concentradas

Tabla 52. Solicitaciones de cargas vivas

Ocupación o Uso	Carga Uniforme (Kg/m ²)
Residencias	200.00

Elaborado por: Marco Quilumba

Fuente: CEC-2002 (Ver Anexo A)

Reducción CV (CEC Parte I- 2001 Capítulo 6: (Ver Anexo B); 5 a 10 pisos = 40%)

$$CV = 200 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV = 0.6 * 200 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV = 120 \text{ Kg/m}^2$$

6.7.3.3 CARGA DE PARED:

La carga muerta por solicitaciones de los distintos tipos paredes o su configuración van a depender directamente de los planos arquitectónicos para lo cual se hace la siguiente estimación:

Tabla 53. Especificaciones de los materiales

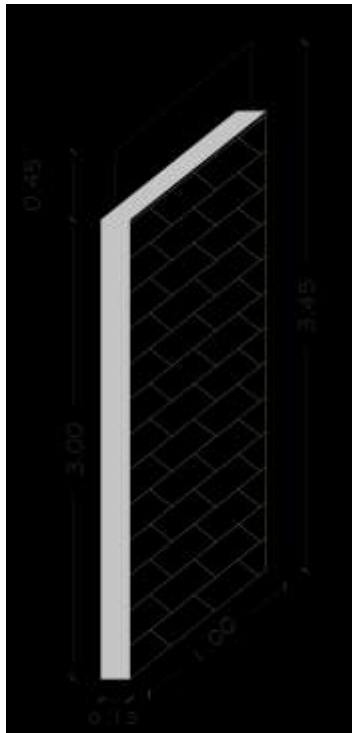
Material	Espesor (m)	Peso Específico (γ) (Kg/m ³)
Pared de Bloque	0.15	1600
Vidrio Plano	0.006	2600

Elaborado por: Marco Quilumba

Fuente: Apuntes Ing. Wilson Medina

PARED TIPO 1:

Figura 33. Esquema de pared Tipo 1



• PARED COMPLETA

$$Ppp1 = Vol. * \text{Peso específico}(\gamma)$$

$$Ppp1 = (0.15m * 3.00m * 1.00m) * 1600Kg/m^3$$

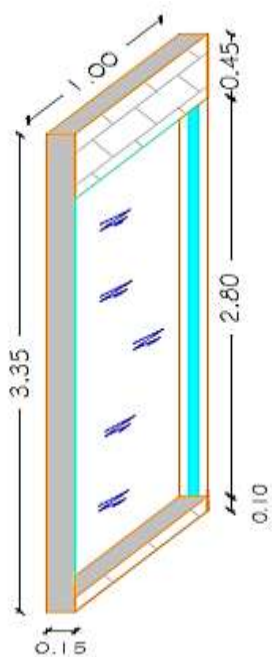
$$Ppp1 = 720.00 Kg/ml$$

$$\text{Pared Tipo 1} = 720.00 Kg/ml$$

Elaborado por: Marco Quilumba

PARED TIPO 2:

Figura 34. Esquema de pared tipo 2



• PARED CON VIDRIO

$$P_{pp2} = (0.15m * 0.55m * 1.00m) * 1600Kg/m^3$$

$$P_{pp2} = 132.00 Kg/ml$$

$$P_{pv2} = (0.006m * 2.80m * 1.00m) * 2600Kg/m^3$$

$$P_{pv2} = 43.68 Kg/ml$$

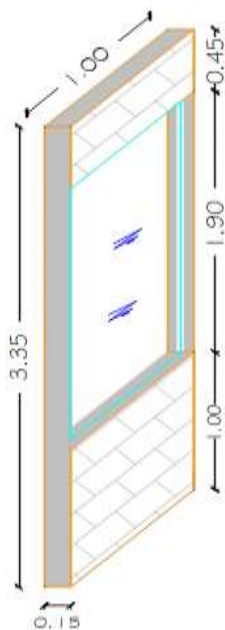
$$Pared Tipo 2 = 132.00Kg/ml + 43.68 Kg/ml$$

$$Pared Tipo 2 = 175.68 Kg/ml$$

Elaborado por: Marco Quilumba

PARED TIPO 3:

Figura 35. Esquema de pared tipo 3



• PARED CON VIDRIO

$$P_{pp3} = (0.15m * 1.45m * 1.00m) * 1600Kg/m^3$$

$$P_{pp3} = 348.00 Kg/ml$$

$$P_{pv3} = (0.006m * 1.90m * 1.00m) * 2600Kg/m^3$$

$$P_{pv3} = 29.64 Kg/ml$$

$$Pared Tipo 3 = 348.00 Kg/ml + 29.64 Kg/ml$$

$$Pared Tipo 2 = 377.64 Kg/ml$$

Elaborado por: Marco Quilumba

RESUMEN DE PESOS DE PARED SEGÚN EL TIPO

Tabla 54. Pesos de los tipos de Pared

PARED	PESO (kg/ml)
TIPO 1	720.00
TIPO 2	175.68
TIPO 3	377.64

Elaborado por: Marco Quilumba

6.7.3.3.1 CARGA MUERTA DISTRIBUIDA EN LA LOSA

Área total de la losa:

$A_l = \text{área total de la losa}$

$A_l = 442.30 \text{ m}^2$ (verificado en los planos)

Peso de paredes:

PARED TIPO 1

Longitud de pared = 116.85m (verificado en los planos)

$$PP_1 = 720.00 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} * 116.85\text{m} = 84132.00 \text{ Kg}$$

PARED TIPO 2

Longitud de pared = 29.80m (verificado en los planos)

$$PP_1 = 175.68 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} * 29.80\text{m} = 5108.77 \text{ Kg}$$

PARED TIPO 3

Longitud de pared = 42.10m (verificado en los planos)

$$PP_1 = 377.64 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} * 42.10\text{m} = 15898.65 \text{ Kg}$$

PESO TOTAL DE PAREDES EN EL NIVEL N+7.74

$$PTP = 84132.00 + 5108.77 + 15898.65 = 105139.42 \text{ Kg}$$

CARGA MUERTA DE PARED:

$$CMP = \frac{PTP}{A. losa} = \frac{105139.42 \text{ Kg}}{442.30 \text{ m}^2} = 237.71 \text{ Kg/m}^2$$

6.7.4 PRE-DISEÑO DE LOSA

6.7.4.1 LOSA DE HORMIGÓN ARMADO:

La losa de hormigón armado se ha desarrollado el peralte según el código (ACI 318-08, 2008) considerando que su valor es un pre dimensionamiento de sección para ser analizado por el programa especializado. Una de las ventajas más importante del programa es que permite en cualquier momento cambiar datos generales de la estructura, secciones y recalcula a la misma. Los datos de salida son los armados de acero.

Para esta estructura se utilizará losa bidireccional aligerada, debido a que ofrece un mejor control de las deformaciones, y para su diseño se aplicará el Método 3 ACI, por su gran fiabilidad de resultados. El Código ACI de 1963 con el nombre del método 3 ACI, y utilizado ampliamente en Europa, fue introducido en los Estados Unidos por Rogers. Desde 1963 se utiliza en forma amplia para losas apoyadas en los bordes por muros, vigas de acero o vigas monolíticas de concreto, cuya altura total no sea menor que aproximadamente tres veces el espesor de la losa. Aunque no formó parte del Código ACI de 1977 o de versiones posteriores, se permite su uso continuo bajo la disposición del Código actual (Código ACI318 13.5.1) con relación a que un sistema de losa puede diseñarse utilizando cualquier procedimiento que satisfaga las condiciones de equilibrio y de compatibilidad geométrica, siempre y cuando se demuestre que la resistencia de diseño en cada sección es por lo menos igual a la resistencia requerida, y que se cumplen los requisitos de funcionalidad. (Parra, 2014, págs. 46-47)

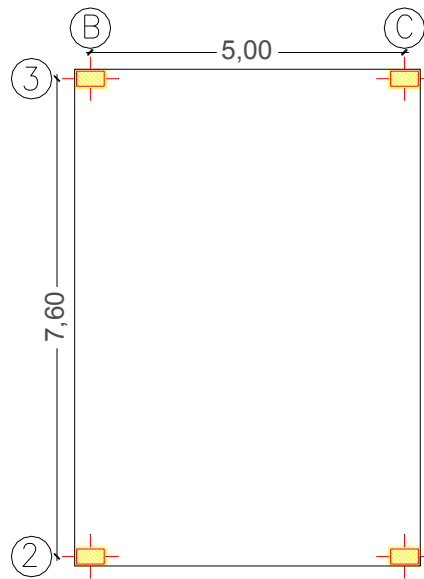
6.7.4.1.1 CALCULO DEL PERALTE EFECTIVO DE LA LOSA:

Losa bidireccional de hormigón armado:

$$l_x = 5.00m \quad \approx \quad 500cm$$

$$l_y = 7.60m \quad \approx \quad 760cm$$

Figura 36. Tablero crítico de diseño



Elaborado por: Marco Quilumba

Determinación del peralte efectivo de losa

Método 1

$$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{14000}\right)}{36 + 9\beta} \quad \text{Eq. (9 - 13) ACI 318 - 08}$$

Lado Mayor Tablero: 7.60m

Lado Menor Tablero: 5.00m

Ln= luz libre en dirección larga medida cara a cara de las vigas (ACI 318-08; artículo 9.5.3.3) **Ln = 7.60m = 760mm**

β = Relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa (ACI 318-08; artículo 9.5.3.3).

$$\beta = \frac{\text{lado mayor}}{\text{lado menor}}$$
$$\beta = \frac{7.60}{5.00}$$
$$\beta = 1.52$$

ACI318-08, artículo 9.5.3.3 - literal (c); Ecuación 9-13.

$$h = \frac{\ln(0.8 + \frac{fy}{14000})}{36 + 9\beta}$$
$$h = \frac{760(0.8 + \frac{4200Kg/cm^2}{14000})}{36 + 9(1.52)}$$
$$h = 16.83 \text{ cm}$$

Método 2

De acuerdo a la tabla 9.2 (c) en el artículo 9.5.3.3 del ACI318-08. En la sección de espesores de losas sin ábacos para 420MPa = 4200kg /cm² sugiere aplicar la siguiente ecuación:

$$h = \frac{Ln}{33}$$
$$h = \frac{760}{33}$$
$$h = 23.03 \text{ cm}$$

Método 3

De acuerdo a la experiencia del Ing. Wilson Medina ex docente de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato sugiere aplicar la siguiente ecuación.

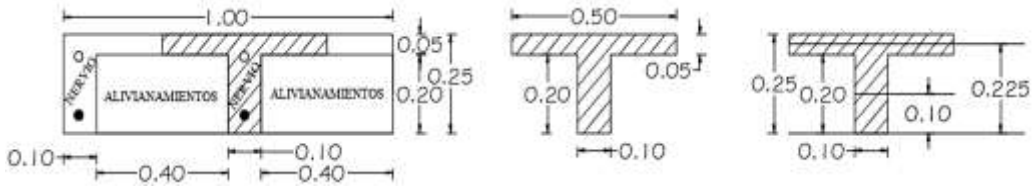
$$h = 3cm \times \frac{c}{ml} \text{ del lado mayor del tablero}$$
$$h = 3 \times 7.60$$
$$h = 22.80 \text{ cm}$$

Una vez analizados estos resultados asumo un peralte de: **h=25 cm**

Calculo del espesor equivalente de la losa

La losa alivianada bidireccional se la puede pasar a una sección maciza que represente la misma inercia que la losa nervada propuesta.

Figura 37. Propuesta de losa a sección maciza



Elaborado por: Marco Quilumba

Cálculo de la sección equivalente de losa

- a) Se calcula el área de la viga T (1 nervio de la losa)

$$A = (5\text{cm} * 50\text{cm}) + (20\text{cm} * 10\text{cm})$$

$$A = 450 \text{ cm}^2$$

- b) Se calcula el momento que produce la viga T con respecto a su base:

$$M_o = [(5\text{cm} * 50\text{cm}) * 22.50\text{cm}] + [(10\text{cm} * 20\text{cm}) * 10\text{cm}]$$

$$M_o = 7625 \text{ cm}^3$$

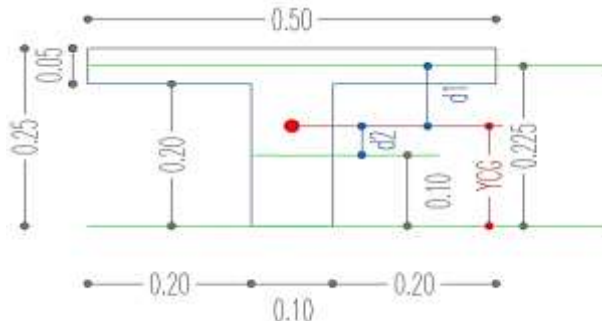
- c) Se calcula la posición del centro de la viga T con relación a la base del alma:

$$Y_{cg} = M_o/A$$

$$Y_{cg} = 7625 \text{ cm}^3 / 450 \text{ cm}^2$$

$$Y_{cg} = 16.94\text{cm}$$

Figura 38. Esquema de la viga T



Elaborado por: Marco Quilumba

d) Se calcula la inercia de la viga T con relación a su centro de gravedad:

$$d1 = 22.50\text{cm} - 16.94\text{cm}$$

$$d1 = 5.56\text{cm}$$

$$d2 = 16.94\text{cm} - 10\text{cm}$$

$$d2 = 6.94\text{cm}$$

$$ICG = \frac{b * h^3}{12} + A * dn^2$$

$$ICG = \frac{50 * 5^3}{12} + (5 * 50) * (5.56)^2 + \frac{10 * 20^3}{12} + (10 * 20) * (6.94)^2$$

$$ICG = 24548.62 \text{ cm}^4$$

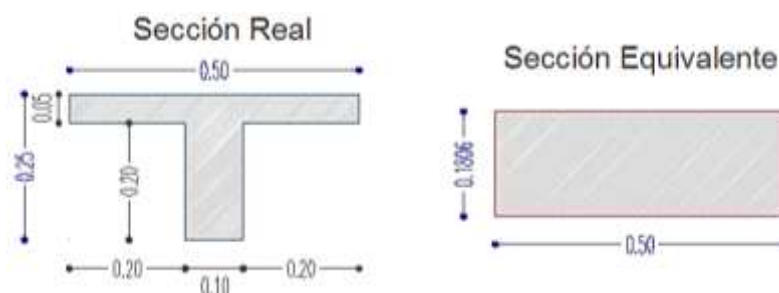
e) La inercia de la viga de altura constante debe ser la misma que la inercia de la viga T:

$$ICG = \frac{b * h^3}{12}$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{ICG * 12}{b}}$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{24548.62 * 12}{50}} = 18.06 \text{ cm}$$

Figura 39. Esquema de la sección equivalente



Elaborado por: Marco Quilumba

6.7.4.1.2 CHEQUEO DE LA FLECHA MAXIMA EN LOSA

Datos:

$$CM = 557.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV = 500.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$CMP = 237.71 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Inercia del nervio} = 4.91 \text{ E}^{-04} \text{ m}^4$$

$$L = 7.60 \text{ m}$$

Deflexión máxima admisible permisible:

$$f_{adm} = \frac{L}{480}$$

$$f_{adm} = \frac{7.60m}{480} = 0.0158 \text{ m}$$

Código ACI 318-08, Capítulo 9, Tabla 9.5 (b), Deflexión Máxima Permisible Calculada

$$f_{adm} = 1.58 \text{ cm}$$

Condición ACI 318-08

$$f_{max} = \frac{w * L^4}{384EI} < \frac{L}{480}$$

Solicitaciones de cargas últimas actuantes en la losa

$$W = 1.2CM + 1.6CV + 1.2CMP$$

$$W = \{(1.2*557.00) + (1.6*500.00) + (1.2*237.71)\} \text{ Kg/m}^2$$

$$W = (1753.65) \text{ Kg/m}^2$$

Deflexión máxima en la losa permisible:

$$f_{max} = \frac{w * L^4}{384EI}$$

$$f_{max} = \frac{1753.65 \text{ Kg/m}^2 * 7.60^4 \text{ m}^4}{384(3.02 \text{ E}^{+09} \text{ Kg/m}^2) * (4.91 \text{ E}^{-04} \text{ m}^4)}$$

$$f_{max} = 0.0103 \text{ E}^{-03} \text{ m}$$

$$f_{max} = 1.03 \text{ cm}$$

Chequeo de deflexión

$$f_{max} < f_{adm} \quad \cong \quad 1.03 \text{ cm} < 1.58 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

6.7.4.2 LOSA CON ELEMENTOS POSTENSADOS:

6.7.4.2.1 PRE-DISEÑO DE ALTURA DE LOSA:

Análisis del ancho cooperante de la losa:

Carga viva: 500 Kg/m^2

Carga muerta de pared: 237.71 Kg/m^2

Para el prediseño de la losa de postensadas se parte de los siguientes criterios:

- a) El primero es la carga a resistir vs. la luz a vencer.

De acuerdo al *Gráfico 8. Altura de losa dependiendo de la carga y su luz*, representa en el sentido (X), en la parte inferior, la luz de tramo en metros y en la superior la distancia está en pies, y en el sentido (Y) nos proporciona la altura o espesor de la losa que está directamente proporcional en función del tramo con la solicitud de carga aplicada (carga uniformemente repartida de 737.71 Kg/m^2). Mediante una intersección entre el tramo a vencer y la curva de la carga aplicada podemos decir que encontramos un espesor promedio de pre-diseño de la losa postensada.

Se determinó una altura de losa de: **$h = 18 \text{ cm}$**

- b) La segunda alternativa es de la luz a vencer bajo coeficientes ya determinados propuesta por el PTI (Post Tensioning Institute)

La losa es por configuración bidireccional lo cual está dado por la relación canto/luz con un factor de 45 verificando siempre para la luz más grande a vencer:

$$l_x = 5.00\text{m} = 500\text{cm}$$

$$h_x = \frac{l_x}{45} = \frac{500\text{cm}}{45} = 11.11\text{cm}$$

$$l_y = 7.60\text{m} = 760\text{cm}$$

$$h_y = \frac{l_y}{45} = \frac{760}{45} 16.89 \text{ cm}$$

La altura de la losa tiene que ser uniforme en los dos sentidos por lo que se adopta la altura de **$h = 18\text{cm}$**

- c) La tercera alternativa para pre-dimensionar el canto de la losa, da el CS (Concrete Society - Technical Report N° 25).

La Tabla 14. Nomograma del CS (Concrete Society - Technical Report N° 25), expresa en el sentido inferior (X), en su primer tramo es la luz a vencer entre apoyos (columnas) y en su segundo tramo las características del hormigón de alta resistencia a utilizar. En el sentido superior (X), da el posible espesor de losa. En sus intermedios posee unas líneas inclinadas, en sentidos opuestos, que detallan el espesor de losa junto con la sollicitación de carga. Todo esto está directamente proporcional con la luz a vencer y las cargas.

La altura mediante el monograma nos da alrededor de 17.5 cm de canto de losa, por lo que asumimos un valor de:

$$h = 18\text{cm}$$

Después de determinar los cantos o alturas de losa por las distintas posibilidades de prediseño del postensado se asume un peralte de:

$$h = 18\text{ cm}$$

Parámetros de diseño ACI-318-08:

Resumen de pesos:

Tabla 55. Combinación de Carga Última $U_1=1,2CM+1,6CV$

DETALLE	CARGA DE SERVICIO	FACTOR DE MAYORACIÓN	CARGA ÚLTIMA
P.P. de la sección de losa (1m ²)	$D_{CM} = 557.00\text{ Kg/m}^2$	1.2	$D_u = 668.40\text{ Kg/m}^2$
P.P. de carga de Pared distribuida (1m ²)	$D_{CMP} = 237.71\text{ Kg/m}^2$	1.2	$D_u = 285.25\text{ Kg/m}^2$
Carga viva NEC-2011	$L = 500.00\text{ Kg/m}^2$	1.6	$L_u = 800.00\text{ Kg/m}^2$
Total	$U = (D+L) = 1294.71\text{ Kg/m}^2$	Total	$U_u = (D_u+L_u) = 1753.65\text{ Kg/m}^2$

Elaborado por: Marco Quilumba

6.7.4.2.2 ANÁLISIS Y DISEÑO:

El código ACI 318-08 especifica dentro del capítulo 18 lo siguiente en el sistema (mks).

18.3 Suposiciones de diseño:

18.3.3 - Los elementos preesforzados a flexión deben clasificarse como Clase U, Clase T o Clase C en función de f_t (f_1 , f_2) correspondiente al esfuerzo calculado en la fibra extrema en tracción en la zona precomprimida en tracción, calculada para cargas de servicio, de la siguiente forma:

- a) Clase U: $f_t \leq 2\sqrt{f'_c}$
- b) Clase T: $2\sqrt{f'_c} < f_t \leq 3.2\sqrt{f'_c}$
- c) Clase C: $f_t > 3.2\sqrt{f'_c}$

Los sistemas de losas preesforzadas en dos direcciones deben ser diseñadas como clase U con $f_t \leq 1.6\sqrt{f'_c}$ (ACI 318-08, 2008, pág. 296)

18.4 Requisitos de funcionamiento elementos sometidos a flexión:

18.4.1- Esfuerzos en el $1.60\sqrt{f'_c}$ concreto inmediatamente después de la aplicación del preesforzado (antes de las pérdidas de preesforzado que dependen del tiempo).

(a) El esfuerzo en la fibra extrema en compresión, excepto lo permitido en (b), no debe exceder..... $0.60f'_{ci}$

(b) El esfuerzo en la fibra extrema en compresión en los extremos de elementos simplemente apoyados no debe exceder..... $0.70f'_{ci}$

(c) Donde los esfuerzos de tracción calculados, f_t excedan de $1.60\sqrt{f'_c}$ en los extremos de elementos simplemente apoyados, ó $0.80\sqrt{f'_c}$ en otras ubicaciones, debe colocarse refuerzo adicional adherido (no preesforzado o preesforzado) en la zona de tracción, para resistir la fuerza total de

tracción en el concreto, calculada con la suposición de sección no fisurada.
(ACI 318-08, 2008, pág. 297)

18.4.2 - *Para los elementos preesforzados sometidos a flexión Clase U y Clase T, los esfuerzos en el concreto bajo las cargas de servicio (después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado) no deben exceder los siguientes valores:*

- a) *Esfuerzo en la fibra extrema en compresión debido al preesforzado y a las cargas permanentes en el tiempo.....* $0.45 f'_c$
- b) *Esfuerzo en la fibra extrema en compresión debida al preesforzado ya todas las cargas.....* $0.60 f'_c$

18.5 Esfuerzos admisibles en el acero de preesforzado:

18.5.1 -*Los esfuerzos de tracción en el acero de preesforzado no deben exceder:*

- a) *Debido a la fuerza del gato de preesforzado $0.94 f_{py}$ pero no mayor que el mínimo entre $0.80 f_{pu}$ y el máximo valor recomendado por el fabricante del acero de preesforzado o de los dispositivos de anclaje.*
- b) *Inmediatamente después de perder de la transferencia del preesfuerzo $0.82 f_{py}$ pero no mayor que $0.74 f_{pu}$*
- c) *Tendones de postensado, en anclajes y acoples, inmediatamente después de la transferencia.....* $0.70 f_{pu}$ (ACI 318-08, 2008, pág. 300)

Detallado los parámetros anteriores se procederá a analizar por franjas de diseños, el cual representa el ancho generado entre la mitad de los dos tableros de losas, en el sentido (Y) se determinara bajo la carga permanente y en el sentido (X) bajo la carga viva; se obtendrá el número de torones por medio del método de carga balanceada, posteriormente para el chequeo de los esfuerzos y la distribución de los torones se realizara por medio del método del marco equivalente dividiendo en:

- 1) Franja de columnas
- 2) Franja centrales

La franja de columna es aquella donde existen mayores esfuerzos debido a que la losa es plana y no se encuentra soportada por vigas; se chequeara el punzonamiento y en la faja central se chequeara al igual los esfuerzos y la deflexión.

FRANJA DE DISEÑO SENTIDO (Y)

Franja de Diseño del eje B sentido (Y) = 5m

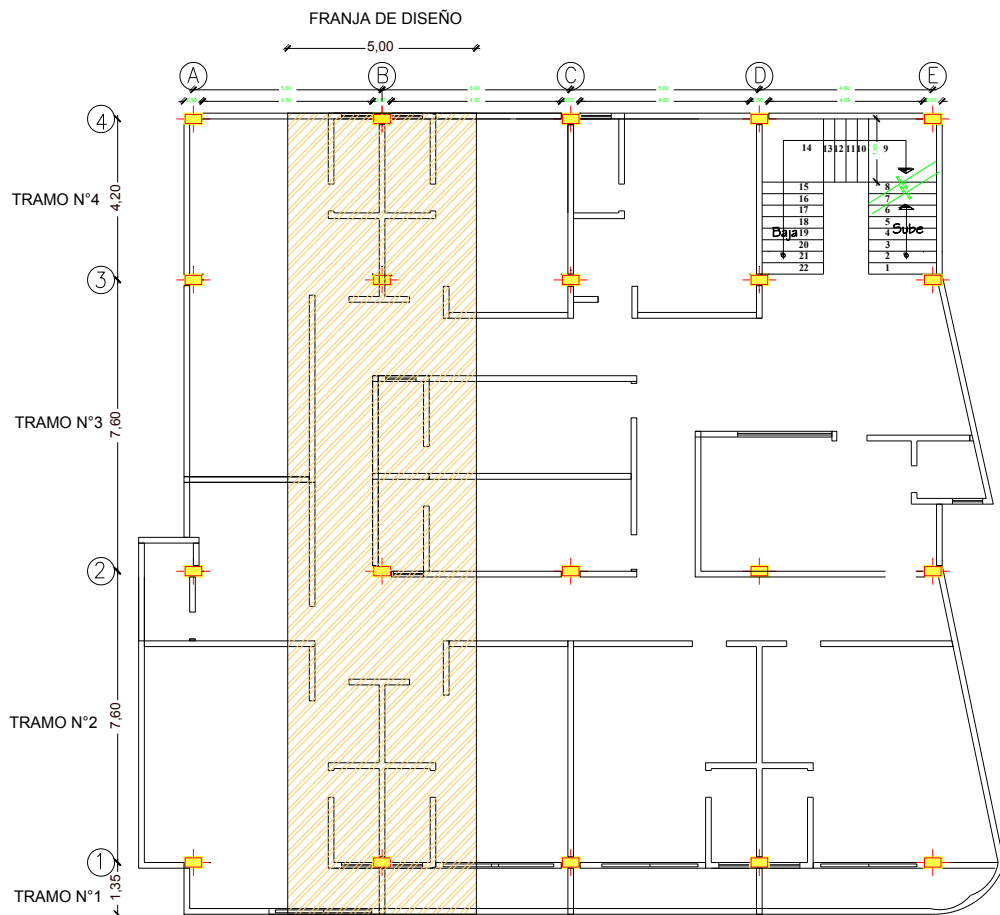
Tramo N°1 = 1.35m

Tramo N°2 = 7.60m

Tramo N°3 = 7.60m

Tramo N°4 = 4.20m

Figura 40. Franja de Diseño sentido (Y)

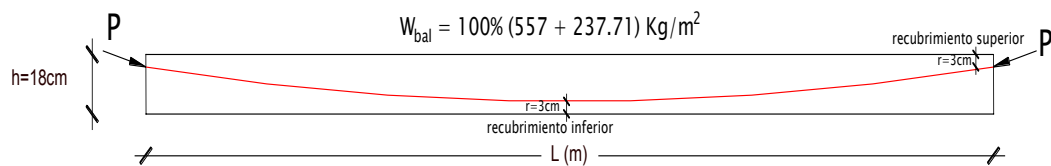


Elaborado por: Marco Quilumba

EQUILIBRIO DE LAS CARGAS:

El método de balance de cargas nos dice; la carga muerta de la sección de la losa más la carga permanente (carga de pared) que permanecerá, será balanceada al igual que la carga viva en el otro sentido y la distribución de torones será mediante el método de marco equivalente, chequeando el esfuerzo admisible en el concreto con las cargas de servicio y las cargas últimas.

Figura 41. Carga permanente a ser balanceada



Elaborado por: Marco Quilumba

Para la estimación inicial de la fuerza de pretensado requerida, $F_e=P$, asumir arbitrariamente que los cables equilibrarán el 100% del peso de la losa (CM + CMP) en el tramo determinante (Tramo 2 y 3), con cables de perfil parabólico con la máxima flecha admisible:

Carga balanceada (W_{bal}):

$$W_{bal} = 100\%(557 + 237.71)Kg/m^2$$

$$W_{bal} = 794.71 Kg/m^2$$

Máxima flecha (y) de los cables en el tramo de mayor luz (Tramo 2 y 3):

Las disposiciones del ACI 318-08 capítulo 7.7.1 para concreto construido en sitio (Preesforzado) el recubrimiento recomendado es:

- Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo:

Losas, muros, viguetas de 4 a 2 cm

Verificado este valor se ha determinado un recubrimiento promedio de $r = 3cm$.

$y = \text{altura de losa (h)} - \text{recubrimiento inferior (r)} - \text{recubrimiento superior (r)}$

$$y = 18cm - 3cm - 3cm = 12cm$$

Sé impuso que la máxima trayectoria de los cables será igual a 12 cm, descontando los recubrimientos por código.

RESUMEN:

Tabla 56. Resumen del Material Torón

Módulo de elasticidad del Acero Preesforzado	E_{s2}	1 950 000 Kg/cm^2
Torón (7 alambres) de baja relajación, grado (270)	d_{ϕ}	15.24mm (0.6 plg)
Área del torón	A_p	140 mm^2 1.4 cm^2 (0.217 plg^2)
Esfuerzo, último	f_{pu}	18621.00 Kg/cm^2 (270 Ksi)
Esfuerzo de fluencia	f_{py}	16759.30 Kg/cm^2 (243 Ksi)
Carga de Ruptura	f_{ro}	26070 Kg
Carga de Fluencia	f_{fu}	23463 Kg
Factor de diseño	ϕ	0.90
Elongación mínima	ΔL	3.5%

Elaborado por: Marco Quilumba

TRAMO 2 y 3:

Dónde:

Fuerza de pretensado inicial (P_i):

Considerando un análisis unidireccional:

$$w_{ba} = \frac{8 * P_i * y}{l^2} \cong P_i = \frac{W_{bal} * L^2}{8 * y} \quad \text{Ec. (15)}$$

Dónde:

W_{bal} = Carga balanceada permanente

P_i = Fuerza de pretensado inicial

L = Luz de tramo

y = Máxima flecha del tendido del torón

$$P_i = \frac{794.71 \text{ Kg/m}^2 * 7.60^2 \text{ m}^2}{8 * 0.12 \text{ m}}$$

$$P_i = 47815.05 \text{ Kg/m}$$

Se tomó de la **Tabla N°18**, un torón (cables de siete alambres) de baja relajación, grado 270 ksi, de 15.245mm (0.6 Pulg.) de diámetro (área de la sección transversal

=1.40cm²) y que las pérdidas instantáneas se estima que son de 965.53Kg/cm² (14 ksi). La fuerza efectiva por cada cable es:

$$f_{pe} = A_p * [(0,70f_{pu}) - \text{pérdidas instantaneas}] \quad \text{Ec. (16)}$$

Dónde:

A_p = Área del torón

f_{pe} = Fuerza neta del torón

f_{pu} = Esfuerzo última de preesfuerzo

$$f_{pe} = 1.4cm^2 * [(0,70 * 18621Kg/cm^2) - 965.53Kg/cm^2]$$

$$f_{pe} = 16896.84 \text{ Kg}$$

Para el vano de 5m de la franja de diseño:

Para calcular el número de torones N:

$$N = \frac{\text{franja} * Pe}{f_{pe}} \quad \text{Ec. (17)}$$

Dónde:

N = Número de torones

$franja$ = Ancho cooperante de análisis

Pe = Fuerza de pretensado requerida

f_{pe} = Fuerza neta del torón

$$N = \frac{5m * 47815.05 \text{ Kg/m}}{16896.84 \text{ Kg}}$$

$$N = 14.14 \text{ torones}$$

Se colocaran 14 cables de 15.245mm (0.6 Pulg.) de diámetro (área de la sección transversal=1.40cm²) por cada ancho de franja.

Espaciamiento esperado:

$$S_{toron} = \frac{\text{base}}{N} \quad \text{Ec. (18)}$$

Dónde:

S_{toron} = Espaciamiento del torón

N = Número de torones

$base$ = Base de la sección de análisis (ancho de franja)

$$S_{toron} = \frac{500cm}{14} \cong 35.72cm$$

Previa aceptación del diseño chequearemos si cumple con los espaciamientos máximos de torones dispuestos por el (ACI 318-08, 2008):

7.6.5 En muros y losas, exceptuando las losas nervadas, la separación del refuerzo principal por flexión no debe ser mayor de 3 veces el espesor del muro o de la losa, ni de 450mm.

Fuerza requerida real en función del número de torones:

Aplicando la, **Ec. 17** despejamos de la ecuación P_e que desde ahora será Fuerza requerida real (F_{se}), en función de los torones reales:

$$F_{se} = \frac{14 * 16896.84 \text{ Kg}}{5m}$$

$$F_{se} = 47311.152 \text{ Kg/m}$$

Se determinara un esfuerzo unitario por cada metro del ancho de la franja de diseño, el mismo que será verificado con el esfuerzo admisible del hormigón a la edad del tensado.

$$f_{pc} = \frac{F_{se}}{A} \quad \text{Ec. (19)}$$

Dónde:

f_{pc} = Esfuerzo inicial de preesfuerzo

F_{se} = Fuerza requerida real

A = Área de losa de la sección transversal (un metro de la franja)

$$f_{pc} = \frac{47311.52 \text{ Kg}}{18 \text{ cm} * 100 \text{ cm}}$$

$$f_{pc} = 26.28 \text{ Kg/cm}^2$$

Los reajustes de carga balanceada real en el tramo 2 y 3; estará en función del número real de torones ya calculado anterior mente **Ec. 17** mediante la, despejando w_{bal} obtendremos la carga balanceada real.

$$w_{bal} = \frac{8 * F_{se} * y}{l^2} \quad \text{Ec. (20)}$$

Dónde:

F_{se} = Fuerza requerida real

y = Distancia de la trayectoria del torón (máxima flecha)

l = Distancia del tramo entre apoyos (columnas)

$$w_{bal} = \frac{8 * 47311.152 Kg/m * 0.12m}{7.60^2 m^2}$$
$$w_{bal} = 786.33 Kg/m^2$$

Resumen:

Carga a ser balanceada

Carga balanceada real

$$W_{bal} = 794.71 Kg/m^2$$

$$w_{bal} = 786.33 Kg/m^2$$

El excedente de carga no balanceada se le asumirá en el sentido (X) junto con la carga viva:

$$W.viva_{bal} = 100\% CV + \text{excedente de } W_{bal} \quad \text{Ec. (21)}$$

$$W.viva_{bal} = 500.00 Kg/m^2 + 8.38 Kg/m^2$$

$$W.viva_{bal} = 508.38 Kg/m^2$$

Se procede al reajuste del perfil de los cables en los tramos 1 y 4 para balancear la misma carga que en el tramo 2 y 3:

TRAMO 1:

Dónde:

$$L = 1.35m$$

Como se determinó el número de torones en los tramos de mayor luz con la máxima flecha de colocación tenemos que ajustar el tensado para los tramos con menos luz ya que la carga es directamente proporcional a la luz de tramo.

Despejando "y" de la, **Ec. 20** se obtuvo la trayectoria del torón con respecto al tramo 1.

$$y = \frac{786.33 Kg/m^2 * 1.35^2 m^2}{8 * 47311.152 Kg/m}$$
$$y = 0.0038m \cong 0.378cm$$

La flecha del tendido del torón es muy pequeña por lo cual se mantendrá recta desde el anclaje muerto hasta el comienzo del tramo 2:

TRAMO 4:

Dónde:

$$L = 4.20 \text{ m}$$

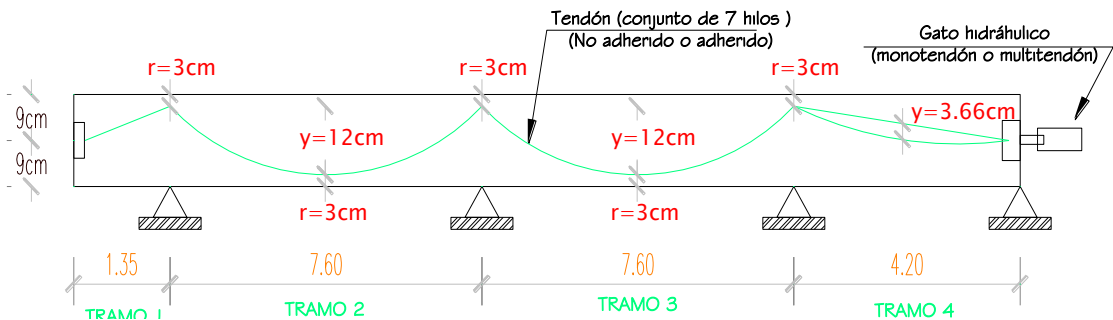
Despejando "y" de la, **Ec. 20** se obtuvo la trayectoria del torón con respecto al tramo 1:

$$y = \frac{786.33 \text{ Kg/m}^2 * 4.20^2 \text{ m}^2}{8 * 47311.152 \text{ Kg/m}}$$

$$y = 0.0366 \text{ m} \cong 3.66 \text{ cm}$$

La flecha del tendido del torón es considerable por lo cual se mantendrá desde el comienzo del tramo 3 hasta el anclaje activo donde se procederá a la fuerza de pretensado del gato hidráulico:

Figura 42. Trayectoria del Torón sentido Y



Elaborado por: Marco Quilumba

Aplicando la **Ec. 22** se obtendrá un esfuerzo de compresión unitaria por cada metro de franja, esto es necesario para comparar el esfuerzo en los anclajes activos y pasivos con el esfuerzo generado en el concreto; en cual registra un promedio bajo la carga balanceada ($f_{c_{av}}$) de:

$$f_{c_{av}} = \frac{F_{se} * franja}{A_1} \quad \text{Ec. (22)}$$

Dónde:

F_{se} = Fuerza requerida real

$franja$ = Ancho cooperante de análisis

A_1 = Área transversal de la sección de losa de un metro de ancho

$$f_{c_{av}} = \frac{47311.152 \text{ Kg/m} * 5 \text{ m}}{(1 * 0.18) \text{ m}^2}$$

$$f_{c_{av}} = 1314198.67 \text{Kg/m}^2 \cong 131.42 \text{Kg/cm}^2$$

El esfuerzo que está actuando en el concreto al tensado del torón en un ancho de franja unitaria (por cada metro lineal, en los anclajes activos), ya que los torones al momento de ser tensado transfieren su fuerza estos a su vez al concreto, debido a la acción de la carga permanente.

El ACI 318-08 indica que los esfuerzos permitidos en el hormigón inmediatamente después de aplicar la fuerza de preesfuerzo es:

Esfuerzo máximo en compresión, en los extremos del elemento $< 0.70 f'_{ci}$

El postensado se realiza luego del vertido de hormigón, por lo general cuando tenga una resistencia aceptable (7 días), que tiene que ser mayor que el 65% de su resistencia de diseño ($f'_{c}=400 \text{Kg/cm}^2$), para que pueda absorber los esfuerzos que serán introducidos por medio de los torones.

f'_{ci} = esfuerzo de compresión de rotura del hormigón (resistencia del hormigón a cierta edad)

Arthur H. Nilson detalla en su libro de diseño de estructuras de concreto Preesforzado (1^{er} edición, pág.67), un estudio de cuantiosa información experimental, indica que las siguientes expresiones son adecuadas para la predicción de la resistencia del concreto en función del tiempo.

Para concreto curado con humedad, usando cemento tipo I, para construcciones generales (cemento hidráulico Holcim tipo GU):

$$f'_{c,t} = \frac{t}{4.00 + (0.85 * t)} * f'_{c_{28}} \quad \text{Ec. (23)}$$

Dónde:

$f'_{c,t}$ = Es la resistencia a la compresión al tiempo t

$f'_{c_{28}}$ =Es la resistencia a la compresión a los 28 días

t = Es la edad del concreto en días

Se aplica la **Ec. 23** para determinar la resistencia del hormigón a los 7 días de edad. Al momento de aplicar la fuerza de pretensado, existe ya una resistencia bajo un curado correcto, hidratando al concreto tenemos la resistencia de:

Reemplazando valores en la ecuación **Ec. 23** tenemos:

$$f'_{c,t} = \frac{7}{4.00 + (0.85 * 7)} * 400Kg/cm^2$$
$$f'_{c,t} = 281.41 Kg/cm^2$$

Se comprueba, que cumpla la siguiente condición para elementos preesforzados dando por aceptado el esfuerzo de compresión en los anclajes activos y pasivos:

$$f_{cav} < 0.7f'_{c,t}$$
$$131.42Kg/cm^2 < 196.99 Kg/cm^2 \quad ok$$

La carga permanente está dentro de los valores admisibles planteados por el código, el cálculo y su chequeo cumple con el requerimiento del (ACI 318-08, 2008).

Teniendo en cuenta que al diseñar una losa postensada solo con torones y bajo una hipótesis de carga viva última la losa no estará actuando bajo una carga balanceada, por lo que Arthur H. Nilson da una manera a conocer sobre los esfuerzos actuantes dentro del elemento estructural, la amplia introducción que detalla es que al ser solo postensada con acero de alta resistencia ($18621.00Kg/cm^2$) y hormigones de alta resistencia ($400Kg/cm^2$) y bajo las hipótesis de deformación máxima del concreto es 0.003, no se alcanza un buen comportamiento por lo que aparece el creep o flujo plástico del concreto dando como problema el agrietamiento.

Bajo estas consideraciones, Arthur H. Nilson menciona una posible solución que la interprete como: una vez estabilizado la carga permanente o carga balanceada por el acero de preesfuerzo en el sentido (Y), la carga viva será absorbida en el sentido (X) bajo la misma condición. El Acero mínimo ($A_{s_{min}} = 0.0018 * b * d$) por temperatura, mejorando la distribución de esfuerzos en la losa, y será resuelto por acero dulce ($4200Kg/cm^2$) actuando de esta manera al problema del agrietamiento (flujo plástico).

La distribución del número de torones ya encontrados, serán distribuidos de acuerdo al método del marco equivalente.

Marco equivalente sentido Y

La carga permanente distribuida esta dado para la faja de diseño más crítica de ancho de 5m y con un espesor de losa de 18cm.

$$q = \frac{W_{bal} * A_2}{Luz} \quad \text{Ec. (24)}$$

Dónde:

q = Carga por metro lineal

W_{bal} = Carga balanceada permanente

A_2 = Área por metro lineal del ancho de franja

Luz = Distancia de análisis

Tratándose de que existen varios tramos con distinta luz se aplica la **Ec. 24** para la unidad de análisis.

$$q = \frac{(786.33Kg/m^2) * (5m * 1m)}{1m}$$
$$q = \frac{3931.65Kg}{m} \cong 3.93 \text{ ton/m}$$

Se procederá a modelar en el programa especializado Etabs 2013, ingresando todo lo requerido para cumplir con el método aproximado de cálculo del marco equivalente, debido a que el programa calcula el peso propio del elemento y para la carga muerta de pared y viva se asignara bajo un estado de carga.

Aplicando la **Ec. 24** para la carga muerta por pared (CMP), será asignada bajo un estado de carga:

$$CMP = \frac{(237.71Kg/m^2) * (5m * 1m)}{1m}$$
$$CMP = 1188.55 Kg/m \cong 1.19 \text{ ton/m}$$

Se procede a introducir los datos de entrada para el pórtico del eje B con las secciones de columnas que intervendrán y la viga-losa equivalente de la franja de diseño.

Columna de (35x50); b=35cm
h=50cm
Eje B4

Columna de (50x55); b=50cm
h=55cm
Ejes: B1, B2, B3

Se hace una viga de ancho equivalente la cual consta de lo siguiente:

Viga Equivalente
Franja de Diseño (500x18); b=500cm
h=18cm

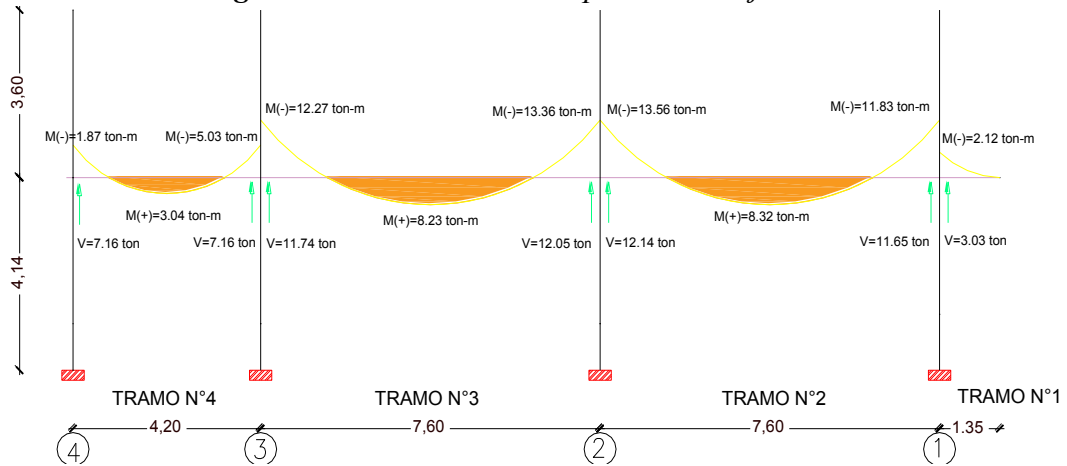
Solicitud de Carga
CMP = 1.19 ton/m

Para determinar los momentos que se generan en el pórtico por acción de la carga muerta permanente, el programa analizara el pórtico mediante las secciones antes ya predefinidas y la solicitud de carga muerta de pared (CMP); esto es semejante a los que se realiza de manera manual ya sea mediante el método de Cross.

Para el chequeo de los esfuerzos máximos en las fibras inferiores y superiores partiremos de los momentos de servicio, positivos y negativos debido a que nuestra losa es fundida en sitio y se debe diseñar a momento y corte; es un elemento estructural monolítico y los esfuerzos son transmitidos.

Introduciendo los datos tenemos:

Figura 43. Nivel +7.74m del pórtico del Eje B



Elaborado por: Marco Quilumba

Aplicando la *Tabla 7. Redistribución de momentos y máximos espaciamientos*, obtendremos los siguientes momentos para comprobar los esfuerzos en las fibras comprimidas aplicando la **Ec 1**. Los valores para el chequeo de esfuerzos serán tomados los mayores del eje B.

Tabla 57. Momentos de las franjas

Franja	Porcentaje de Reajuste	Espaciamiento máximo ACI
Franja de columna	(70 % del momento)	$S_{max} = 30cm$
Franja central	(30 % del momento)	$S_{max} = 45cm$

Elaborado por: Marco Quilumba

El chequeo se realizara bajo las cargas de servicio a los 7 días de tensado, los momentos serán utilizados los distribuidos y el ultimo chequeo se realizara bajo las cargas mayoradas cuando la estructura tenga la resistencia a los 28 días.

Esfuerzo en la faja de columna:

$$M = 13.56 T - m \cong 13.56 * 10^5 Kg - cm$$

$$f_c = \frac{47311.15 Kg}{(500 * 18)cm^2} \pm \frac{47311.15Kg * 12cm * 9cm}{\frac{500cm * 18^3cm^3}{12}}$$

$$\pm \frac{0.7 * 13.56 * 10^5 Kg - cm * 9cm}{\frac{500cm * 18^3cm^3}{12}}$$

$$f_c = 5.26 Kg/cm^2 \pm 21.03Kg/cm^2 \pm 35.16 Kg/cm^2$$

$$f_c = -50.93 Kg/cm^2$$

$$f_c = 61.45 Kg/cm^2$$

Esfuerzo en la faja central:

$$f_c = \frac{47311.15 Kg}{(500 * 18)cm^2} \pm \frac{47311.15Kg * 12cm * 9cm}{\frac{500cm * 18^3cm^3}{12}}$$

$$\pm \frac{0.3 * 13.56 * 10^5 Kg - cm * 9cm}{\frac{500cm * 18^3cm^3}{12}}$$

$$f_c = 5.26 Kg/cm^2 \pm 21.03Kg/cm^2 \pm 15.07 Kg/cm^2$$

$$f_c = -30.84 Kg/cm^2$$

$$f_c = 41.36 Kg/cm^2$$

Se verifica el valor admisible del esfuerzo a los 7 días, el código ACI 318-08 (capítulo 18.4.1(a)) estable $0.60f_{ci}$. (R. Park, 1990), propone el valor de $0.30f_{ci}$,

$$f'_{adm} = 0.30 * 281.41 \text{Kg/cm}^2 \cong 84.43 \text{Kg/cm}^2$$

$$f'_{adm} = 0.60 * 281.41 \text{Kg/cm}^2 \cong 168.85 \text{Kg/cm}^2$$

Los esfuerzos encontrados se encuentran dentro del admisible por lo que el chequeo se da por aceptado en el sentido Y.

FRANJA DE DISEÑO SENTIDO (X)

Franja de Diseño del eje 2 sentido (X) = 7.60m

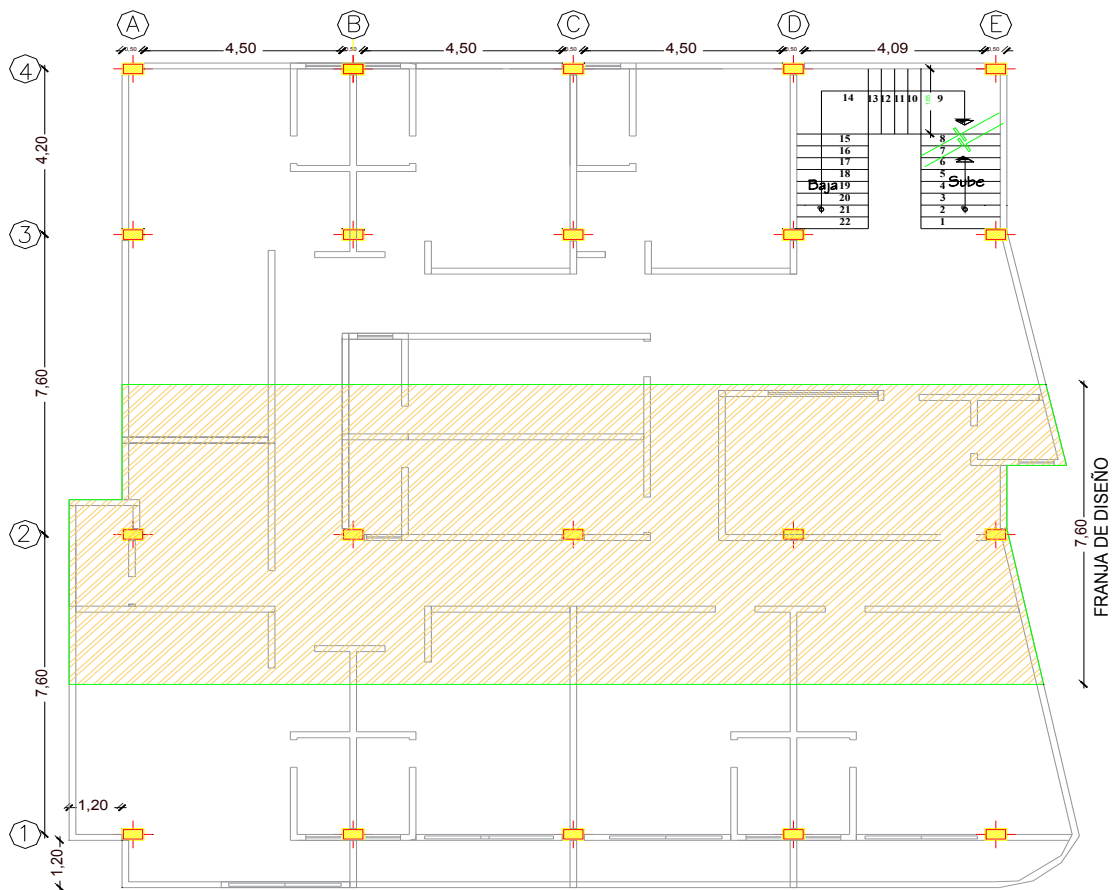
Tramo A-B = 5.00m

Tramo B-C = 5.00m

Tramo C-D = 5.00m

Tramo D-E = 4.60m

Figura 44. Franja de diseño sentido (X)

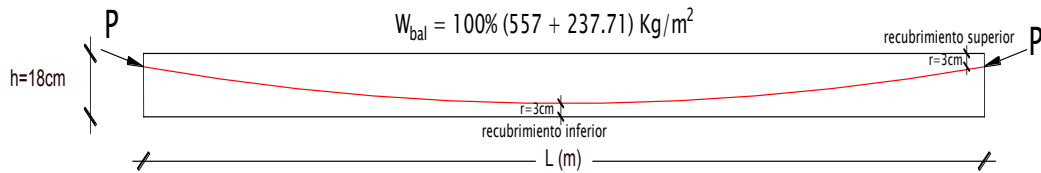


Elaborado por: Marco Quilumba

EQUILIBRIO DE LAS CARGAS:

La carga viva será balanceada y absorbida en el sentido (X), y la distribución de torones será mediante el método de marco equivalente; chequeando el esfuerzo admisible en el concreto con las cargas de servicio a los 7 días y las cargas últimas a los 28 días.

Figura 45. Carga balanceada viva



Elaborado por: Marco Quilumba

Aplicando la **Ec. 21** se determinó la carga balanceada viva de: ($W \cdot viva_{bal}$):

$$W \cdot viva_{bal} = 508.38 \text{ Kg/m}^2$$

TRAMO A-B:

Aplicando la ecuación **Ec. 15** tenemos la fuerza de pretensado para equilibrar la carga viva para el tramo con mayor luz.

$$P_i = \frac{508.38 \text{ Kg/m}^2 * 5^2 \text{ m}^2}{8 * 0.12 \text{ m}}$$

$$P_i = 13239.07 \text{ Kg/m}$$

Se tomó de la **Tabla N°18**, un torón (cables de siete alambres) de baja relajación, grado 270 ksi, de 12.70 mm (0.5 Pulg.) de diámetro (área de la sección transversal = 0.987cm²) y que las pérdidas a largo plazo son de 965.53Kg/cm² (14 ksi). Aplicando la **Ec. 16** se determinó la fuerza efectiva por cada cable.

$$f_{pe} = 0.987 \text{ cm}^2 * [(0.70 * 18621 \text{ Kg/cm}^2) - 965.53 \text{ Kg/cm}^2]$$

$$f_{pe} = 11912.27 \text{ Kg}$$

Para el vano de 5m de la franja de diseño:

Para calcular el número de torones se aplica la **Ec. 17**

$$N = \frac{7.60 \text{ m} * 13239.07 \text{ Kg/m}}{11912.27 \text{ Kg}}$$

$$N = 9.45 \text{ torones}$$

Usar 10 cables de 12.70 mm (0.5 Pulg.) de diámetro (área de la sección transversal=0.987 cm²) por cada ancho de franja.

Aplicando la **Ec. 18** determinaremos el espaciamiento esperado:

$$S_{toron} = \frac{760cm}{10} \cong 76 cm$$

El espaciamiento será tomado como 54 cm, el cual cumple con el código ACI 310-08

54 cm ≤ 3h (54cm), con un total de 14 torones.

Aplicando la, **Ec. 17** obtenemos la fuerza requerida real en función del número de torones:

$$F_{se} = \frac{14 * 11912.27 Kg}{7.60 m}$$
$$F_{se} = 21943.66 Kg/m$$

Se determina el esfuerzo unitario por cada metro del ancho de la franja de diseño aplicando la **Ec. 19** el mismo que será verificado con el esfuerzo admisible del hormigón a la edad de tensado.

$$f_{pc} = \frac{21943.66 Kg}{18cm * 100cm}$$
$$f_{pc} = 12.19 Kg/cm^2$$

Las trayectorias de los torones son las máximas permitidas debido a sus tramos iguales, a excepción del tramo D-E.

TRAMO D-E:

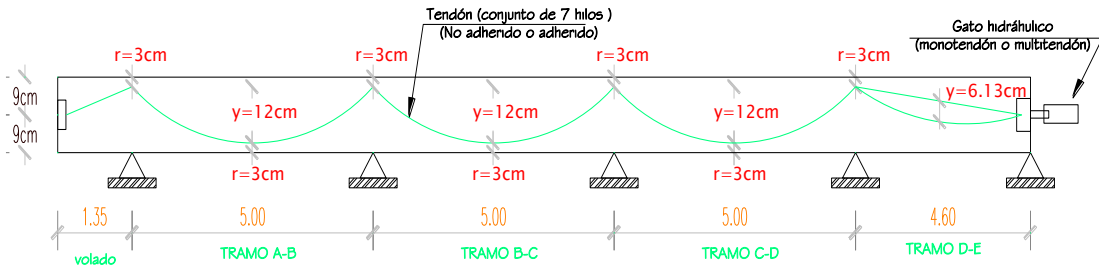
Donde:

$$L = 4.60 m$$

Aplicando la, **Ec. 20** y Despejando "y" se obtuvo la trayectoria del torón con respecto a este tramo:

$$y = \frac{508.38 Kg/m^2 * 4.60^2 m^2}{8 * 21943.66 Kg/m}$$
$$y = 0.0613m \cong 6.13cm$$

Figura 46. Trayectoria del Torón sentido X



Elaborado por: Marco Quilumba

Aplicando la **Ec. 22**, se determinó la compresión unitaria por cada metro de franja, promedio en la losa de concreto bajo la carga balanceada viva ($f_{c_{av}}$) es:

$$f_{c_{av}} = \frac{21943.66 \text{ Kg/m} * 7.60\text{m}}{(1 * 0.18)\text{m}^2}$$

$$f_{c_{av}} = 926510.09 \text{ Kg/m}^2 \cong 92.65 \text{ Kg/cm}^2$$

Aplicando la **Ec. 22**, se determinó el esfuerzo a los 7 días para elementos preesforzados; dando por aceptado el esfuerzo de compresión en los anclajes activos:

$$f_{c_{av}} < 0.7f'_{c,t}$$

$$92.65 \text{ Kg/cm}^2 < 196.99 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$

Marco equivalente sentido X

La carga viva distribuida esta dado para la faja de diseño más crítica de ancho de 7.60m y con un espesor de losa de 18cm.

Aplicando la **Ec. 24** para la carga muerta por pared (CV), será asignada bajo un estado de carga:

$$CV = \frac{(508.38 \text{ Kg/m}^2) * (7.60\text{m} * 1\text{m})}{1\text{m}}$$

$$CV = 3863.69 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$CV = 3.86 \text{ ton/m}$$

Se procede a introducir los datos de entrada para el pórtico del eje 2, con las secciones de columnas que intervendrán y la viga-losa equivalente de la franja de diseño.

Columna de (35x50); b=35cm

h=50cm

Eje 2A, 2E

Columna de (50x55); b=50cm

h=55cm

Ejes: 2B, 2C, 2D

Se hace una viga de ancho equivalente la cual consta de lo siguiente:

Viga Equivalente

Franja de Diseño (760x18); b=760cm
h=18cm

Solicitud de Carga

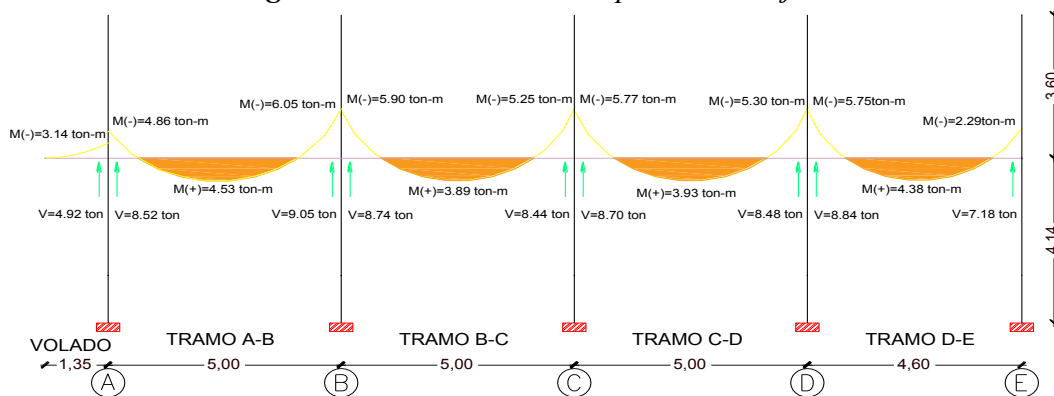
CV = 3.86 ton/m

Para determinar los momentos que se generan en el pórtico por acción de la carga viva, el programa especializado Etabs, analizara el pórtico mediante las secciones antes ya predefinidas y la solicitud de carga viva (CV); esto es semejante a los que se realiza de manera manual ya sea mediante el método de Cross.

Para el chequeo de los esfuerzos máximos en las fibras inferiores y superiores partiremos de los momentos de servicio, positivos y negativos debido a que nuestra losa es fundida in situ y se debe diseñar a momento y corte; es un elemento estructural monolítico y los esfuerzos son transmitidos.

Introduciendo los datos tenemos:

Figura 47. Nivel +7.74m del pórtico del Eje 2



Elaborado por: Marco Quilumba

Aplicando la **Ec 1** se verificaran los esfuerzos y serán tomados los mayores momentos del eje 2. El chequeo se realizara bajo la carga de servicio a los 7 días de tensado, y el último chequeo se realizara bajo las cargas mayoradas cuando la estructura tenga la resistencia a los 28 días.

Esfuerzo en la faja de columna:

$$M = 6.05 T - m \cong 6.05 * 10^5 Kg - cm$$

$$f_c = \frac{21943.66 Kg}{(760 * 18)cm^2} \pm \frac{21943.66Kg * 12cm * 9cm}{\frac{760cm * 18^3cm^3}{12}}$$

$$\pm \frac{0.7 * 6.05 * 10^5 Kg - cm * 9cm}{\frac{760cm * 18^3cm^3}{12}}$$

$$f_c = 1.60 Kg/cm^2 \pm 6.41Kg/cm^2 \pm 10.32 Kg/cm^2$$

$$f_c = -15.13 Kg/cm^2$$

$$f_c = 18.33 Kg/cm^2$$

Esfuerzo en la faja central:

$$f_c = \frac{21943.66 Kg}{(760 * 18)cm^2} \pm \frac{21943.66Kg * 12cm * 9cm}{\frac{760cm * 18^3cm^3}{12}}$$

$$\pm \frac{0.3 * 6.05 * 10^5 Kg - cm * 9cm}{\frac{760cm * 18^3cm^3}{12}}$$

$$f_c = 1.60 Kg/cm^2 \pm 6.41Kg/cm^2 \pm 4.42 Kg/cm^2$$

$$f_c = -9.23 Kg/cm^2$$

$$f_c = 12.43 Kg/cm^2$$

Se verifica el valor admisible del esfuerzo a los 7 días, el código ACI 318-08 (capítulo 18.4.1(a)) establece $0.60f_{ci}$. (R. Park, 1990), propone el valor de $0.30f_{ci}$,

$$f'_{adm} = 0.30 * 281.41Kg/cm^2 \cong 84.43 Kg/cm^2$$

$$f'_{adm} = 0.60 * 281.41Kg/cm^2 \cong 168.85 Kg/cm^2$$

Los esfuerzos encontrados se encuentran dentro del admisible por lo que el chequeo se da por aceptado en el sentido X.

6.7.4.2.3 ESTIMATIVOS GLOBALES DE LAS PÉRDIDAS

Para calcular y conocer las pérdidas se dividen en dos categorías: las instantáneas, que se producen durante el proceso de fabricación, y las diferidas a lo largo del tiempo. (Ing. M.Sc. Fabián Carrasco Castro, 2010, pág. 63)

Tabla 58. *Pérdidas en el postensado*

Pérdidas	Hormigón	Acero
<i>Instantáneas</i>	- Acortamiento elástico instantáneo por la fuerza de pretensado	- Corrimiento y ajustes de las cuñas de pretensar - Fricción de los cables
<i>Diferidas con el tiempo</i>	- Retracción del hormigón - Fluencia plástica del hormigón	- Relajación del acero

Elaborado por: Marco Quilumba

El (ACI 318-08, 2008, pág. 300), (*literal 18.6*) en la parte correspondiente a comentarios dice “*los valores globales de suma de pérdidas de preesfuerzo, tanto pretensado como postensado, se consideran obsoletos. Se pueden calcular fácilmente estimativos razonablemente precisos de las pérdidas de preesfuerzo para elementos, tanto pretensados como postensados.....*”. Para llegar a estimar razonablemente la pérdida total en el torón de pretensar, se desagregaran de la siguiente manera:

$$\Delta f_{pt} = \Delta f_{pa} + \Delta f_R + \Delta f_{pe} + \Delta f_{cr} + \Delta f_{cf} + \Delta f_{TR} \quad \text{Ec. (25)}$$

Dónde:

Δf_{pt} = Pérdida total en los torones expresada en Kg/cm²

Δf_{pa} = Pérdida por corrimiento y ajustes de cuñas en Kg/cm²

Δf_R = Pérdida por relajación del acero de preesfuerzo en Kg/cm²

Δf_{pe} = Pérdida por el acortamiento elástico instantáneo del hormigón en Kg/cm²

Δf_{cr} = Pérdida por la retracción del hormigón en Kg/cm²

Δf_{cf} = Pérdida por la fluencia plástica del hormigón en Kg/cm²

Δf_{TR} = Pérdida por fricción de tensado en Kg/cm²

Pérdida por el acortamiento instantáneo del hormigón (Δf_{pe})

El hormigón, como todo material, se acorta al aplicarse una fuerza de compresión; así sucede por ejemplo, al someterle a una fuerza producida por los cables de preesfuerzo, y desde luego se acortan también los cables que se encuentran embebidos en el hormigón, reduciendo de esta manera la fuerza de pretensado.

La deformación unitaria en el hormigón varía linealmente desde el centro de gravedad hasta los extremos de la sección, y el acortamiento que nos interesa conocer es el que se produce en el cable de pretensar; por lo tanto, debemos obtener el esfuerzo en el hormigón a la altura del cable y es: (Ing. M.Sc. Fabián Carrasco Castro, 2010, pág. 66)

$$\Delta f_{pe} = n * f_{cp} \quad \text{Ec. (26)}$$

Dónde:

Δf_{pe} = Pérdida por el acortamiento elástico instantáneo del hormigón en Kg/cm²

n = Relación entre los módulos de elasticidad ($n = E_p/E_c$)

E_p = Módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón

f_{cp} = Esfuerzo en el hormigón a la altura de la excentricidad (e) del cable de preesfuerzo

$$f_{cp} = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \frac{eM_D}{I_c}$$

P_i = Fuerza de pretensado

A_c = Área de la sección transversal del elemento

I_c = Momento de inercia de la sección de hormigón

e = Distancia desde el c.g. de la sección de hormigón hasta el c.g. del acero de preesfuerzo

r^2 = Radio de giro al cuadrado de la sección ($r^2 = I_c/A_c$)

M_D = Momento flector por carga permanente

$$f_{cp} = -\frac{239075.25 \text{ Kg}}{(500 * 18) \text{ cm}^2} \left(1 + \frac{6^2 \text{ cm}^2}{\frac{((500 * 18^3)/12) \text{ cm}^4}{(500 * 18) \text{ cm}^2}} \right) + \frac{6 \text{ cm} * 13.36 * 10^5 \text{ Kg} - \text{cm}}{((500 * 18^3)/12) \text{ cm}^4}$$
$$f_{cp} = -61.98 \text{ Kg/cm}^2 + 32.98 \text{ Kg/cm}^2$$
$$f_{cp} = -28.99 \text{ Kg/cm}^2$$

Con este valor encontrado se debe encontrar las pérdidas en el acero de pretensado, que vendrían dadas de acuerdo a lo expresado anterior por la ecuación **Ec. 26**

Reemplazando valores en la ecuación **Ec. 26** tenemos:

$$\Delta f_{pe} = \frac{1.95 * 10^6 Kg/cm^2}{2.1 * 10^5 Kg/cm^2} * 28.99 Kg/cm^2$$

$$\Delta f_{pe} = 269.19 Kg/cm^2$$

Pérdidas por corrimiento y ajustes de cuñas (Δf_{pa})

Al fijar su posición las cuñas de anclajes, se producen pequeños corrimientos del cable al momento de transferir la fuerza del gato hidráulico al anclaje, es decir, las cuñas, para sostener los cables, se deslizan una distancia pequeña antes de que el torón sea amortiguado firmemente; este corrimiento origina pérdidas de preesfuerzo. De acuerdo al AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*), este corrimiento varía de 3 a 10 mm, dependiendo del tipo de equipo usado. (Ing. M.Sc. Fabián Carrasco Castro, 2010, pág. 69)

Deslizamiento en los anclajes

A medida que la carga se transfiere a los dispositivos de anclaje en la construcción postensada, se presentará un leve movimiento hacia adentro del tendón, mientras que las cuñas se ajustan y el anclaje mismo se deforma al someterse a esfuerzo. La cantidad de movimiento variará de manera considerable según el tipo de anclaje y las técnicas de construcción.

La mejor manera de determinar la cantidad de movimiento que genera el asentamiento y la deformación por esfuerzo asociada con cualquier tipo particular de anclaje es mediante ensayos. Una vez que se determine la cantidad ΔL , la pérdida de esfuerzo se calcula a partir de:

$$\Delta f_{pa} = \frac{\Delta L}{L} * E_p \quad \text{Ec. (27)}$$

Dónde:

Δf_{pa} = Pérdidas por corrimiento de cuñas en Kg/cm² (ajuste de las cuñas al tensar)

ΔL = elongación del torón (valor obtenido por parte del proveedor)
 L = longitud total del cable entre anclajes
 E_p = módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo

Reemplazando valores en la ecuación **Ec. 27** tenemos:

$$\Delta f_{pa} = \frac{0.35cm}{2250cm} * 1\,950\,000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pa} = 303.33 \text{ Kg/cm}^2$$

Es importante observar que la cantidad de deslizamiento es casi independiente de la longitud del cable. Por esta razón, la pérdida de esfuerzo será grande en tendones cortos y relativamente pequeña en tendones largos. La consecuencia práctica de esto es que resulta más difícil postensar tendones cortos con algún grado de precisión.

Pérdida por retracción del hormigón (Δf_{cr})

Estas pérdidas, se deben fundamentalmente al fraguado del hormigón, y por cambios químicos que dependen de la humedad y el tiempo, es decir, por las proporciones utilizadas en la mezcla, tipo de agregados, tipo y cantidad de cemento, tiempo y tipo de curado, edades y resistencia del hormigón al momento de aplicar la carga de preesfuerzo, tamaño y forma del elemento estructural y condiciones ambientales. Aproximadamente el 80% de la retracción se produce durante el primer año de vida de la estructura; y el promedio de la retracción última o final con elementos curados con humedad y al vapor es de $780 * 10^{-6}$ cm/cm, de acuerdo al reporte del ACI 209R-92. (Ing. M.Sc. Fabián Carrasco Castro, 2010, pág. 71)

También el PCI, para calcular la retracción del hormigón, de acuerdo a Nawy G. Edward, ("Prestressed Concrete: A Fundamental Approach" fifth Edition pág.83), estima una deformación unitaria última de $820 * 10^{-6}$ cm/cm, y le modifica por la relación volumen superficie (V/S) y por la humedad relativa (HR), de acuerdo a la siguiente fórmula, que adaptada a nuestras unidades es: (Ing. M.Sc. Fabián Carrasco Castro, 2010, pág. 72)

$$\Delta f_{cr} = 8.2 * 10^{-6} E_p \left(1 - 0.0236 \frac{V}{S} \right) (100 - HR) \quad \text{Ec. (28)}$$

Dónde:

Δf_{cr} = Pérdida por retracción del hormigón en Kg/cm²

E_p = Módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo

V = Volumen del elemento estructural en cm³

S = Superficie del elemento estructural en cm²

HR = Humedad relativa ambiental supuesta en %

Reemplazando valores en la ecuación **Ec. 28** tenemos:

$$\Delta f_{cr} = 8.2 * 10^{-6} * 1.95 * 10^6 \text{Kg/cm}^2 \left(1 - 0.0236 \frac{(500*18*1)}{(100*18)} \right) (100 - 80)$$
$$\Delta f_{cr} = 282.06 \text{Kg/cm}^2$$

Pérdidas por fluencia plástica del hormigón (Δf_{cf})

Las pérdidas por fluencia lenta o deformación plástica en el hormigón, así como en otros materiales, se debe a la presencia de un esfuerzo o cargas permanentes. La deformación producida, varía con el tiempo y depende fundamentalmente de la magnitud de la carga aplicada (en este caso la de preesfuerzo), y por las mismas características mencionadas en las pérdidas por retracción del hormigón anteriormente y se expresa mediante la siguiente ecuación. (Ing. M.Sc. Fabián Carrasco Castro, 2010, pág. 74)

$$\Delta f_{cf} = C_t \frac{E_p}{E_c} f_{cp} \quad \text{Ec. (29)}$$

Dónde:

Δf_{cf} = Pérdida por la fluencia plástica del hormigón en Kg/cm²

E_p = Módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón

f_{cp} = Esfuerzo en el hormigón a la altura de la excentricidad (e) del cable de preesfuerzo

C_t = Coeficiente de deformación plástica, a la edad t en días (estimaremos para 5 años debido a que la estructura ya se encontrara consolidada en la gran mayoría de estados de carga y la resistencia de su elemento a su máximo valor)

$$C_t = \frac{t^{0.60}}{10 + t^{0.60}} C_u$$

t = Número de días

C_u = Relación entre las deformaciones unitarias por flujo plástico y la elástica instantánea, cuyo valor va de 2 a 4, con un promedio usado de 2.35 para deformación final o última.

Reemplazando valores en la ecuación **Ec. 29** tenemos:

$$\Delta f_{cf} = \frac{1825^{0.60}}{10 + 1825^{0.60}} * 2.25 \frac{1.95 * 10^{-6} Kg/cm^2}{2.1 * 10^{-5} Kg/cm^2} * 28.99 Kg/cm^2$$

$$\Delta f_{cf} = 569.67 Kg/cm^2$$

Pérdida por relajación del acero de preesfuerzo (Δf_R)

Los aceros de preesfuerzo sufren una pérdida en su esfuerzo a lo largo del tiempo, debido a la elongación constante a la que son sometidos, conocida como relajación, como ya se indicó anteriormente en la fundamentación de la tesis. Usualmente el fabricante del acero da los valores de porcentaje de pérdida por la relajación del acero, la misma que está en función directamente proporcional al tiempo y a la relajación de esfuerzos inicial a la que se somete el preesfuerzo con la relación al esfuerzo de fluencia del mismo es decir $\frac{f_{pi}}{f_{py}}$.

Por lo contrario se mencionó anteriormente, que el (ACI 318-08, 2008, pág. 300), Capítulo 18.5 a), b) y c) limita los esfuerzos de tracción en el acero de preesforzado:

Es decir de la *Tabla 56. Resumen del Material Torón*, se toma las siguientes características:

Esfuerzo, último	$f_{pu} =$	18621.00 Kg/cm^2 (270 Ksi)
Esfuerzo de fluencia	$f_{py} =$	16759.30 Kg/cm^2 (243 Ksi)

La fuerza del gato de pretensado debería ser la que produzca el menor esfuerzo entre:

$$0.94f_{py} = 0.94 * 16759.30 Kg/cm^2 \cong 15753.74 Kg/cm^2$$

$$0.80f_{pu} = 0.80 * 18621.00 Kg/cm^2 \cong 14896.80 Kg/cm^2$$

Luego se tendría que verificar que inmediatamente después de la transferencia del preesfuerzo, es decir, luego de las pérdidas instantáneas, no se produzca esfuerzos mayores a:

$$0.82f_{py} = 0.82 * 16759.30 \text{ Kg/cm}^2 \cong 13742.63 \text{ Kg/cm}^2$$

Ni ha

$$0.74f_{pu} = 0.74 * 18621.00 \text{ Kg/cm}^2 \cong 13779.54 \text{ Kg/cm}^2$$

Tendones de postensado, en anclajes y acoples, inmediatamente después de la transferencia a:

$$0.70f_{pu} = 0.70 * 18621.00 \text{ Kg/cm}^2 \cong 13034.70 \text{ Kg/cm}^2$$

Si bien el fabricante del acero de Preesfuerzo da los valores de relajación de cada acero, existe una forma de estimar, y que está dada por la siguiente ecuación: (Ing. M.Sc. Fabián Carrasco Castro, 2010, pág. 75)

$$\Delta f_R = f_{pi} \left(\frac{\log t}{45} \right) \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right) \quad \text{Ec. (30)}$$

Dónde:

Δf_R = Pérdida de esfuerzo por relajación del acero de preesfuerzo en Kg/cm²

f_{pi} = Esfuerzo inicial en el acero de preesfuerzo

f_{py} = Esfuerzo de fluencia en el acero de preesfuerzo

t = Tiempo en horas

Reemplazando valores en la ecuación **Ec. 30** tenemos:

$$\Delta f_R = 13034.70 \text{ Kg/cm}^2 \left(\frac{\log(43800.00)}{45} \right) \left(\frac{13034.70 \text{ Kg/cm}^2}{16759.30 \text{ Kg/cm}^2} - 0.55 \right)$$

$$\Delta f_R = 306.21 \text{ Kg/cm}^2$$

Pérdidas por fricción entre el torón y el ducto (vaina) (Δf_{TR})

Las pérdidas generadas por fricción a medida que el tendón se somete a esfuerzos en elementos postensados, se separan en dos partes por conveniencia: fricción por curvatura y fricción por desviaciones. La primera se debe a los dobleces intencionales en el perfil del tendón, como se especifica, y la segunda a la variación no intencional del tendón con respecto al perfil deseado. Es claro que incluso un ducto recto tendrá algún desalineamiento no intencional, de manera que siempre debe considerarse la fricción por desviaciones en trabajos postensados. La fricción por curvatura también debe tenerse en cuenta. La fuerza en el extremo del tendón

donde se coloca el gato P_{pj} , requerida para producir la fuerza P_{px} en cualquier punto (x) a lo largo del tendón, puede determinarse a partir de la expresión: (ACI 318-08, 2008, pág. 301)

$$P_{px} = P_{pj} * e^{-(K * l_{px} + \mu_p * \alpha_{px})} \quad \text{Ec. (31)}$$

Dónde:

P_{px} = Fuerza de preesforzado evaluada a una distancia l_{px} del extremo del gato

P_{pj} = Fuerza de preesforzado en el extremo del gato

l_{px} = Longitud del torón desde el extremo del anclaje pasivo al extremo donde se aplica la fuerza del gato.

e = Base de logaritmos naturales

α_{px} = cambio angular del tendón desde el extremo del gato hasta el punto x , en radianes y este valor es de 0.45rad.

K = coeficiente de fricción por desviaciones accidental

μ_p = coeficiente de fricción por curvatura

Tabla 59. Coeficientes de fricción para tendones postensados

			Coeficiente de desviación accidental, K por metro	Coeficiente de curvatura μ_p por radian
Tendones inyectados en revestimiento metálico		Tendones de alambre	0.0033 - 0.0049	0.15 - 0.25
		Barras de alta resistencia	0.0003 - 0.0020	0.08 - 0.30
		Torones de 7 alambres	0.0016 - 0.0066	0.15 - 0.25
Tendones no adheridos	Recubierto con mástico	Tendones de alambre	0.0033 - 0.0066	0.05 - 0.15
		Torones de 7 alambres	0.0033 - 0.0066	0.05 - 0.15
	Pre engrasado	Tendones de alambre	0.0010 - 0.0066	0.05 - 0.15
		Torones de 7 alambres	0.0010 - 0.0066	0.05 - 0.15

Fuente: (ACI 318-08, 2008, pág. 301), (Tabla R18.6.2)

Ha habido bastante investigación con respecto a las pérdidas por fricción en construcción preesforzada, en particular con relación a los valores de K y μ . Estos valores varían en forma apreciable dependiendo de los métodos de construcción y de los materiales utilizados.

Si se acepta la aproximación de que la presión normal en el dueto que produce la fuerza de fricción resulta de la tensión inicial no disminuida alrededor de toda la curva, se obtiene la siguiente expresión simplificada para la pérdida de tensión:

$$P_{px} = P_{pj}(1 + K * l_{px} + \mu_p * \alpha_{px}) \quad \text{Ec. (32)}$$

Dónde:

“Mismas definiciones que la **Ec. 31**”

El Código ACI permite la utilización de la forma simplificada o la **Ec. 32**, si el valor de $(K * l_{px} + \mu_p * \alpha_{px})$ no es mayor que 0.3. Los valores serán tomados de la *Tabla 59. Coeficientes de fricción para tendones postensados.*

Determinando la ecuación:

$$(0.0016 * 22.5 + 0.15 * 0.45\pi) < 0.30$$

$$0.248 < 0.30$$

$$P_{px} = P_{pj}(1 + 0.2863)$$

$$P_{px} = 16896.84 \text{ Kg. (1.2863)}$$

$$P_{px} = 21734.41 \text{ Kg.}$$

La fuerza que se tendría que aplicar en el anclaje activo, es la anterior encontrada. En la tabla *Tabla 56. Resumen del Material Torón*, tenemos la carga para fluencia del acero de preesforzado y la compararemos con la encontrada y verificaremos con la del código.

$$\text{Carga de Fluencia} \quad f_{fu} = 23463.00 \text{ Kg}$$

$$P_{px} < f_{fu} \quad \approx \text{ok}$$

$$21734.41 \text{ Kg} < 23463.00 \text{ Kg} \quad \approx \text{ok}$$

Al determinar la carga aplicada, se calculó el esfuerzo, sabiendo el área de la sección del torón que es 1.40 cm².

$$f_{pj} = P_{px}/A_p \quad \text{Ec. (33)}$$

Dónde:

f_{pj} = Esfuerzo provocado por el gato hidráulico al tensado del torón

P_{px} = Fuerza de preesforzado evaluada a una distancia l_{px} del extremo del gato

A_p = Área del acero de Preesforzado

Reemplazando valores en la ecuación **Ec. 33** tenemos:

$$f_{pj} = 21734.41 \text{ Kg}/1.4\text{cm}^2$$

$$f_{pj} = 15524.57 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

El (ACI 318-08, 2008, pág. 300), Capítulo 18.5 b), establece que:

$$0.94f_{py} = 0.94 * 16759.30 \text{ Kg}/\text{cm}^2 \cong 15753.74 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

Al verificar los valores se encontró una pérdida por fricción de

$$\Delta f_{TR} = 15753.74 \text{ Kg}/\text{cm}^2 - 15524.57 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

$$\Delta f_{TR} = 229.17 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

Al plantearse el cálculo se estimó un valor de pérdidas instantáneas de un valor aproximado sugerido por el PCI de 965.53Kg/cm² (14 ksi). Determinado las pérdidas reales instantáneas podemos comparar y sacar un excedente de valor para ser sumado a las pérdidas a largo plazo si estas existieran:

Tabla 60. Resumen de pérdidas instantáneas

PÉRDIDAS INSTANTANEAS				
Hormigón	Acortamiento elástico instantaneo por la fuerza de pretensado	269.99	Kg/cm ²	2.07%
Acero	Corrimiento y ajustes de las cuñas de pretensar	303.33	Kg/cm ²	2.33%
	Fricción de los cables	229.17	Kg/cm ²	1.76%
Total	Pérdida en el acero de presfuerzo	802.49	Kg/cm ²	6.16%

Elaborado por: Marco Quilumba

$$\Delta p = \Delta_1 - \Delta f_1 \quad \text{Ec. (34)}$$

Donde:

Δp = Incremento de pérdidas en Kg/cm²

Δ_1 = Pérdida estimada

Δf_1 = Pérdida instantánea calcula

Reemplazando valores en la ecuación **Ec. 34** tenemos:

$$\Delta p = 965.53 \text{ Kg}/\text{cm}^2 - 802.49 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

$$\Delta p = 163.04 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

El valor de 0.70 es el esfuerzo de tensado propuesto de acuerdo al (ACI 318-08, 2008, pág. 300), Capítulo 18.5 c), que a continuación se detalla. $0.70 f_{pu}$

Entonces, el coeficiente de pérdidas es:

$$C_{pi} = 1 - \frac{\%perdidas}{100} \quad \text{Ec. (35)}$$

Donde:

C_{pi} = Coeficiente de pérdida

Tabla 61. Resumen de pérdidas a largo plazo

PÉRDIDAS A LARGO PLAZO				
Hormigón	Fluencia plástica del hormigón	569.67	Kg/cm ²	4.37%
	Retracción del hormigón	282.06	Kg/cm ²	2.16%
Acero	Relajación del acero	306.21	Kg/cm ²	2.35%
Total	Pérdida en el acero de presfuerzo	1157.94	Kg/cm ²	8.88%

Elaborado por: Marco Quilumba

Reemplazando valores en la ecuación **Ec. 35** tenemos:

$$C_{pi} = 1 - \frac{8.88}{100}$$

$$C_{pi} = 0.91$$

(Ing. M.Sc. Fabián Carrasco Castro, 2010, pág. 87), dice lo siguiente “*usando la sección no fisurada (trabajando toda la sección), en estado elástico, como ya se indicó, los esfuerzos en la fibras extrema superior e inferior viene dadas por las siguientes formulas de la flexión básicas en estados elástico*”

Esfuerzo en la parte superior:

$$f^t = C_{pi} * \left\{ -\frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{e * c_t}{r^2} \right) - \frac{M_D}{S^t} \right\} \quad \text{Ec. (36)}$$

Esfuerzo en la parte inferior:

$$f^c = 0.91 * \left\{ -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{e * c_b}{r^2} \right) + \frac{M_D}{S^c} \right\} \quad \text{Ec. (37)}$$

Dónde:

f^t = Esfuerzo en la fibra superior

f_c = Esfuerzo en la fibra inferior

C_{pi} = Coeficiente de pérdida

P_i = Fuerza de Pretensado inicial, antes de pérdidas

A_c = Área de la sección transversal del elemento

e = Distancia desde el c.g. de la sección de hormigón hasta el c.g. del acero de preesfuerzo

c_t = Distancia desde c.g. de la sección de hormigón hasta el hasta la fibra extrema superior

c_b = Distancia desde c.g. de la sección de hormigón hasta el hasta la fibra extrema inferior

r^2 = Radio de giro al cuadrado de la sección ($r^2 = I_c/A_c$)

I_c = Momento de inercia de la sección de hormigón

$S^t = I_c/c_t$ Módulo resistente de la sección, con respecto a la fibra superior

$S_c = I_c/c_b$ Módulo resistente de la sección, con respecto a la fibra inferior

M_D = Momento flector por carga permanente

Aplicando la **Ec. 36** se determinará el esfuerzo en la parte superior, considerando las pérdidas a largo plazo, en los apoyos con su mayor momento flector.

$$f^t = 0.91 * \left\{ -\frac{239075.25 \text{ Kg}}{(500 * 18) \text{ cm}^2} \left(1 - \frac{(6 * 9) \text{ cm}^2}{\frac{((500 * 18^3)/12) \text{ cm}^4}{(500 * 18) \text{ cm}^2}} \right) - \frac{13.36 * 10^5 \text{ Kg} - \text{cm}}{\frac{((500 * 18^3)/12) \text{ cm}^4}{9 \text{ cm}}} \right\}$$

$$f^t = -25.31 \text{ Kg/cm}^2$$

Aplicando la **Ec. 37** se determinará el esfuerzo en la parte inferior, considerando las pérdidas a largo plazo, en los apoyos con su mayor momento flector.

$$f_c = 0.91 * \left\{ -\frac{239075.25 \text{ Kg}}{(500 * 18) \text{ cm}^2} \left(1 + \frac{(6 * 9) \text{ cm}^2}{\frac{((500 * 18^3)/12) \text{ cm}^4}{(500 * 18) \text{ cm}^2}} \right) + \frac{13.36 * 10^5 \text{ Kg} - \text{cm}}{\frac{((500 * 18^3)/12) \text{ cm}^4}{9 \text{ cm}}} \right\}$$

$$f_c = -23.04 \text{ Kg/cm}^2$$

Aplicando la **Ec. 36** se determinará el esfuerzo en la parte superior, considerando las pérdidas a largo plazo, en el centro de su luz con su mayor momento flector.

$$f^t = 0.91 * \left\{ -\frac{239075.25 \text{ Kg}}{(500 * 18) \text{ cm}^2} \left(1 - \frac{(6 * 9) \text{ cm}^2}{\frac{((500 * 18^3)/12) \text{ cm}^4}}{(500 * 18) \text{ cm}^2} \right) - \frac{8.23 * 10^5 \text{ Kg} - \text{cm}}{\frac{((500 * 18^3)/12) \text{ cm}^4}{9 \text{ cm}}} \right\}$$

$$f^t = -6.31 \text{ Kg/cm}^2$$

Aplicando la **Ec. 37** se determinará el esfuerzo en la parte inferior, considerando las pérdidas a largo plazo, en el centro de su luz con su mayor momento flector.

$$f_c = 0.91 * \left\{ -\frac{239075.25 \text{ Kg}}{(500 * 18) \text{ cm}^2} \left(1 + \frac{(6 * 9) \text{ cm}^2}{\frac{((500 * 18^3)/12) \text{ cm}^4}}{(500 * 18) \text{ cm}^2} \right) + \frac{8.23 * 10^5 \text{ Kg} - \text{cm}}{\frac{((500 * 18^3)/12) \text{ cm}^4}{9 \text{ cm}}} \right\}$$

$$f_c = -42.04 \text{ Kg/cm}^2$$

Cumple con los valores definidos por el (ACI 318-08, 2008, pág. 296), (*literal 18.3*)

Aplicando la **Ec. 3** se ajustara las pérdidas a largo plazo, la cual está en función de esfuerzo, también se conoce el área del torón, y de la fórmula ($\sigma = P/A_p$); se despejará: ($P = Nc$).

$$P = Nc = \sigma * A_p$$

$$Nc = (1157.94 - 163.04) \text{ Kg/cm}^2 * 1.4 \text{ cm}^2$$

$$Nc = 1392.86 \text{ Kg}$$

Reemplazando valores en la ecuación **Ec. 3** tenemos:

$$A_s = \frac{1392.86 \text{ Kg}}{0.5 * 4200 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$A_s = 0.6632 \text{ cm}^2$$

La **Tabla 62. Tipos de mallas electrosoldadas Armex® Ultra**, expresa áreas de acero y hemos tomado la de tipo U-108 con un espaciamiento de 20cm x 20cm con una varilla de diámetro de 5.25mm ($A_{U-108} = 0.216 \text{ cm}^2$); la malla será colocado en la parte superior e inferior con sus recubrimientos mínimos ya definidos anteriormente, y la malla se encuentran a cada 20cm de espaciamiento esto quiere decir que influirán dos varillas en cada sentido, dando un área (con respecto a $A_s = 0.6632 \text{ cm}^2$) de $A_{TOTAL} = 0.864 \text{ cm}^2$ y se da acero por contracción y temperatura; el cual ayudara a una mejor distribución de esfuerzos en la losa postensada; dando por finalizado el diseño a flexión.

Tabla 62. Tipos de mallas electrosoldadas Armex® Ultra

MALLA Tipo de malla	DIÁMETRO		SEPARACIÓN		SECCIÓN ACERO A_s/m $A_s L = A_s T$ mm^2/m	PESO	
	Ø Longitud - Ø Transversal mm		SL Longitudinal - ST Transversal cm			Kg / Plancha	Kg / m ²
U-110	3,75		10		110	25,91	1,73
U-106 *	4,5		15		106	25,07	1,67
U-177	4,75		10		177	41,57	2,77
U-173 *	5,75		15		173	40,93	2,73
U-196	5		10		196	46,06	3,07
U-205 *	6,25		15		205	48,36	3,22
U-238	5,5		10		238	55,73	3,72
U-239 *	6,75		15		239	56,41	3,76
U-335 *	8		15		335	79,23	5,28
U-524 *	10		15		524	123,80	8,25
U-55	3,75		20		55	13,16	0,88
U-71	4,25		20		71	16,91	1,13
U-89	4,75		20		89	21,12	1,41
U-108	5,25		20		108	25,80	1,72
U-131	5		15		131	30,95	2,06
U-158	5,5		15		158	37,45	2,50
U-221	7,5		20		221	52,65	3,51
U-284	8,5		20		284	67,62	4,51
U-354 *	9,5		20		354	84,47	5,63
U-433 *	10,5		20		433	103,18	6,88
U-44	3,75		25		44	10,62	0,71

Dimensiones mallas estándar

LONGITUD: 6,25 m ANCHO: 2,40 m AREA: 15 m².

* Mallas fabricadas bajo pedido

f_y min = 6000 kg/cm²

Si SL = ST = 10cm ; X1 = X2 = 7,5cm y Y1 = Y2 = 5cm

Si SL = ST = 15cm ; X1 = X2 = 5,0cm y Y1 = Y2 = 7,5cm

Fuente: (Alambrec, 2010, pág. 5)

6.7.4.3.4 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

Aplicando la **Ec. 4**, se determina el momento último con respecto a la carga permanente y es:

$$M_u = 1.2 (13.35 * 10^5 \text{ Kg} - \text{cm}) + 1.6 (6.06 * 10^5 \text{ Kg} - \text{cm})$$

$$M_u = 25.72 * 10^5 \text{ Kg} - \text{cm} \quad \approx \quad 25.72 \text{ T} - \text{m}$$

Aplicando la **Ec. 6**, se determina el peralte de la zona rectangular equivalente a compresión, la ecuación se encuentra en función de **Ec. 7** y **Ec. 8** dónde:

Aplicando la **Ec. 8**, se determinó la cuantía de refuerzo de acero Preesforzado

$$\rho_p = \frac{19.6 \text{ cm}^2}{15 \text{ cm} * 500 \text{ cm}}$$

$$\rho_p = 2.6133 * 10^{-3}$$

Aplicando la **Ec. 7**, se determinó el esfuerzo en el acero de Preesfuerzo en la falla por flexión, para tendones rellenos con lechada.

$$f_{ps} = 18621.43 \text{ Kg/cm}^2 * \left(1 - 0.5 * 2.6133 * 10^{-3} \frac{18621.43 \text{ Kg/cm}^2}{400 \text{ Kg/cm}^2} \right)$$

$$f_{ps} = 17488.71 \text{ Kg/cm}^2$$

Aplicando la **Ec. 6**, se determina el peralte de la zona rectangular equivalente a compresión.

$$a = \frac{(19.6 \text{ cm}^2 * 17488.71 \text{ Kg/cm}^2 + 5.40 \text{ cm}^2 * 4200.00 \text{ Kg/cm}^2)}{0.85 * 500 \text{ cm} * 400 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$a = 2.15 \text{ cm}$$

Aplicando la **Ec. 5**, determinaremos el momento resistente en función de los materiales y la sección del elemento estructural, el cual será comparado con el momento flector producto de las cargas últimas.

$$M_{Ru} = 0.90 \left[19.6 \text{ cm}^2 * 17488.71 \text{ Kg/cm}^2 \left(12 \text{ cm} - \frac{2.15 \text{ cm}}{2} \right) + 5.40 \text{ cm}^2 * 4200.00 \text{ Kg/cm}^2 \left(15 \text{ cm} - \frac{2.15 \text{ cm}}{2} \right) \right]$$

$$M_{Ru} = 36544608.83 \text{ Kg} - \text{cm} \quad \cong \quad 36.54 \text{ T} - \text{m}$$

Condición para ser aceptado el diseño:

$$M_u \leq M_{Ru} \quad \approx \quad ok$$

$$25.72 \text{ T} - \text{m} \leq 36.54 \text{ T} - \text{m}$$

6.7.4.3.5 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

Aplicando la **Ec. 2** se proveerá de Acero a corte en las cabezas de columnas, para posteriormente pasar a verificar y si fuese necesario diseñar a corte y punzonamiento.

Reemplazando valores en la ecuación **Ec. 2** tenemos:

$$A_s = 0.00075 * (500 * 18)cm^2$$
$$A_s = 6.75cm^2$$

El área de acero encontrado, es equivalente a 6 \emptyset 12 mm $\cong A_s = 6.78cm^2$

Aplicando la **Ec. 10**, se determina el esfuerzo cortante actuante en la sección en Kg/cm². Se tomaran las fuerzas cortantes de la **Figura 43. Nivel +7.74m del pórtico del Eje B**, y de la **Figura 47. Nivel +7.74m del pórtico del Eje2**. Las fuerzas cortantes serán últimas, para cumplir con la metodología de cálculo.

Se determinó el perímetro de corte:

$$b_o = 2(50cm) + 2(55cm) + 4(15cm)$$
$$b_o = 270cm$$

Se determina el esfuerzo cortante actuante en la sección, aplicando la **Ec. 10**

$$v_u = \frac{1.2(12.05 + 12.14)T + 1.6(9.05 + 8.74)T}{0.85 * 270cm * 15cm}$$
$$v_u = 0.0167 T/cm^2 \approx 16.70 Kg/cm^2$$

Aplicando la **Ec. 11**, se determina el esfuerzo cortante actuante en la sección en Kg/cm², que está en función de la **Ec. 12**.

Aplicando la **Ec. 12**, se determinó, el esfuerzo promedio de compresión en la losa

$$f_{pc} = \frac{18621.34Kg/cm^2 * 1.4cm^2}{(100 * 18)cm^2}$$
$$f_{pc} = 14.48 Kg/cm^2$$

Esfuerzo admisible del hormigón al corte por punzonamiento, aplicando la **Ec. 11**

$$v_{cw} = 0.93 * 1 * \sqrt{400}Kg/cm^2 + 0.3(14.48Kg/cm^2)$$
$$v_{cw} = 22.94 Kg/cm^2$$

Se establece el esfuerzo admisible ante el punzonamiento, también de la siguiente manera.

$$v_{adm} = 1.06\sqrt{400}$$
$$v_{adm} = 21.20 Kg/cm^2$$

La condición por corte, para ser aceptada tendrá que:

$$v_u < v_{cw} \approx 16.70 \text{ Kg/cm}^2 < 22.94 \text{ Kg/cm}^2 \cong ok$$

$$v_u < v_{adm} \approx 16.70 \text{ Kg/cm}^2 < 21.20 \text{ Kg/cm}^2 \approx ok$$

6.7.5 PRE-DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

6.7.5.1 COLUMNAS

No es común que los elementos de concreto reforzado de estructuras reales se encuentren sujetos únicamente a carga axial. Debido a que casi siempre las estructuras son continuas, la carga axial se encuentra actuando simultáneamente con momento flexionante; aun en elementos isostáticos, las excentricidades accidentales en la colocación de la carga o los pequeños defectos constructivos introducen momentos flexionantes. Por esta razón, los reglamentos de construcción recomiendan considerar siempre la existencia de momentos flexionantes, aun cuando el análisis indique que no hay dichos momentos.

Sin embargo, el estudio del comportamiento bajo carga axial pura es importante para comprender muchos aspectos del funcionamiento de diversos tipos de elementos de concreto reforzado, y porque el valor de la resistencia a carga axial se utiliza para calcular la resistencia de elementos sujetos a carga axial combinada con otras acciones. (Gonzales Cueva, 2005, pág. 66)

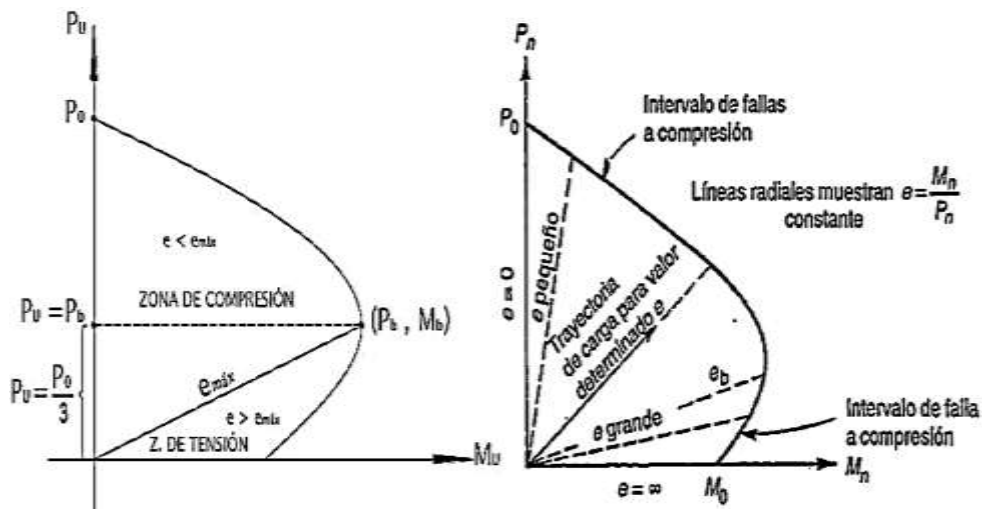
Las columnas se definen como elementos que sostienen principalmente cargas a compresión. En general, las columnas también soportan momentos flectores con respecto a uno o a los dos ejes de la sección transversal y esta acción de flexión puede producir fuerzas de tensión sobre una parte de la sección transversal. Aun en estos casos, se hace referencia a las columnas como elementos a compresión puesto que las fuerzas de compresión dominan su comportamiento.

Antes de ingresar al predimensionamiento, es importante tener en cuenta estos parámetros que manifiesta el código ACI-318-99.

21.4.1.1 La dimensión más corta de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 30 cm.

21.4.1.2 La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.4

Figura 48. Diagrama de Interacción de la columna



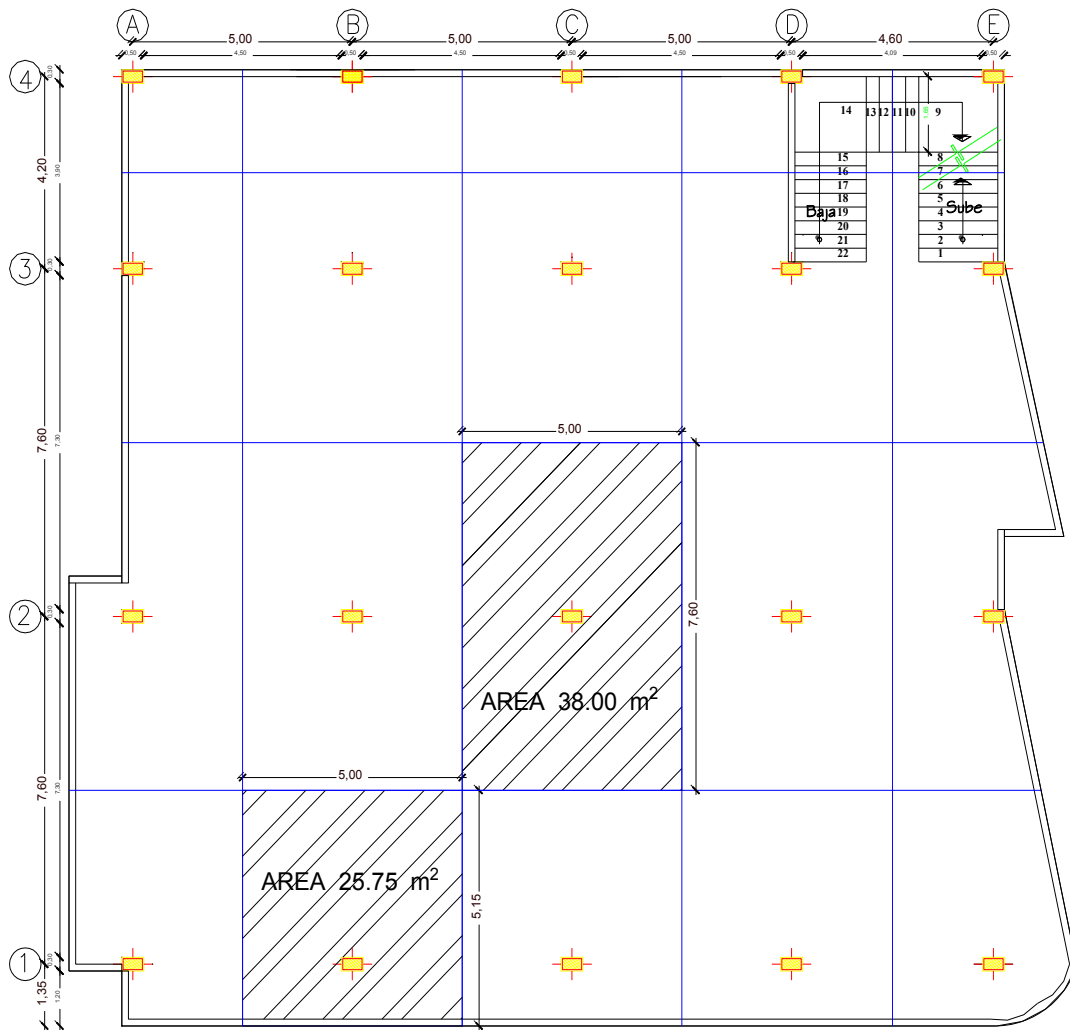
Fuente: (Nilson, *Diseño de Estructuras de Concreto*, Edición 12, 2001)

Una alternativa para el prediseño de columnas puede manejarse a partir del diagrama de interacción Carga-Momento considerando que el máximo momento uniaxial en una columna se ubica en la frontera entre la zona de compresión y la zona de tensión, esto es en el punto de equilibrio o balanceada, o sea, que cuando el hormigón alcanza una deformación de $\epsilon_c=0.003$, el acero de refuerzo fluye como en la *figura 48*.

Determinación de carga para las columnas

Para continuar con el predimensionamiento de las columnas se observa en la *Figura 49*, que por el área tributaria (mosaico de cargas), la columna aparentemente, más cargada es la columna C2. Y la columna periférica B1.

Figura 49. Mosaico de cargas para prediseño de columnas (N+4.14m)



Elaborado por: Marco Quilumba

Parámetros de diseño (ACI 318-08, 2008):

Resumen de columnas a Pre diseñar:

De la *Tabla 55. Combinación de Carga Última* $U_1=1,2CM+1,6CV$, obtendremos la carga distribuida mayorada última de $U_u=1753.65 \text{ kg/ m}^2$

COLUMNA CENTRAL C2

Área tributaria: 38.00 m²

COLUMNA PERIFERICA B1

Área tributaria: 25.75 m²

COLUMNA C2

$$P_{u1} = U_u * \text{área tributaria} * N^\circ\text{-pisos}$$

Nº- Pisos = 4 Porque solo llega al nivel 14.94 m

$$P_{u1} = (1753.65 \text{ kg/m}^2) * (38.00 \text{ m}^2) * 4$$

$$P_{u1} = 266554.80 \text{ Kg} = 266.55 \text{ Ton}$$

$$f'_c = 300 \text{ Kg/cm}^2$$

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

Método 1

Para efectuar el predimensionamiento utilizaremos la ecuación empírica:

$$A = \frac{P_{u1}}{0.3 * f'_c}$$

Dónde:

A = Sección de la columna

$$A = \frac{266554.80 \text{ Kg}}{0.3 * (300 \text{ Kg/cm}^2)}$$

$$A = 2961.72 \text{ cm}^2$$

Asumiendo una $b = 30 \text{ cm}$, lo mínimo que exige ACI 318-99 en 21.4.1.1, entonces sería:

$$h_{\text{calc}} = \frac{A}{b_{\text{asumida}}}$$

$$h_{\text{calc}} = \frac{2961.72 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm}} \cong h_{\text{calc}} = 98.72 \text{ cm}$$

$$h = 98.72 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}$$

Debido a que la sección es muy desproporcionada, asumo una sección de (50x60)cm, dándome una área equivalente a la calculada $A = (3000.00 \text{ cm}^2)$

Método 2

La capacidad máxima de carga de una columna es: (Nilson, Diseño de Estructuras de Concreto, 2001, pág. 243)

$$P_o = 0.85 f'_c A_g + A_s f_y$$

$$A_s = \rho * A_g$$

Para diseño dúctil:

$$P_u = \frac{1}{3} * P_o$$
$$P_u = \frac{1}{3} * (0.85 f'c A_g + A_s f_y)$$

ρ = cuantía de acero para columnas va desde 1.00% hasta el 6.00%, así lo manifiesta el código (ACI 318-08, 2008)

Reemplazando y despejando se tiene:

$$A_g = \frac{3 * P_u}{(0.85 * f'c + \rho * f_y)}$$

Por sismo consideramos un factor de mayoración del 30%, por tanto

$$A_g = \frac{3.9 * P_u}{(0.85 * f'c + \rho * f_y)}$$
$$A_g = \frac{3.9 * 266554.80 \text{ Kg}}{(0.85 * 300 \text{ Kg/cm}^2 + 0.015 * 4200 \text{ Kg/cm}^2)}$$
$$A_g = 3269.07 \text{ cm}^2$$

Asumiendo:

$$b = h = \sqrt{A_g}$$
$$b = h = \sqrt{3269.07 \text{ cm}^2}$$
$$b = h = 57.18 \text{ cm}$$

Resumiendo de la columna C2, las secciones encontradas, mediante el método 1 y 2, se escogió la de sección mayor, que será ingresada al programa especializado Etabs, y es de: **(50cm x 65cm)**, con una área de sección transversal de $A_g = 3250.00 \text{ cm}^2$

COLUMNA PERIFÉRICA B1

$$P_{u1} = U_u * \text{área tributaria} * N^\circ\text{-pisos}$$

N° - Pisos = 4 Porque solo llega al nivel 14.94 m

$$P_{u1} = (1753.65 \text{ kg/ m}^2) * (25.75 \text{ m}^2) * 4$$

$$P_{u1} = 180625.95 \text{ Kg} = 180.63 \text{ Ton}$$

$f'c = 300 \text{ Kg/cm}^2$
$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Método 1

Para efectuar el predimensionamiento utilizaremos la ecuación empírica:

$$A = \frac{P_{u1}}{0.3 * f'_c}$$

Dónde:

A = Sección de la columna

$$A = \frac{180625.95 \text{ Kg}}{0.3 * (300 \text{ Kg/cm}^2)}$$

$$A = 2006.96 \text{ cm}^2$$

Asumiendo una $b = 30 \text{ cm}$, lo mínimo que exige ACI 318-99 en 21.4.1.1, entonces sería:

$$h_{calc} = \frac{A}{b \text{ asumida}}$$

$$h_{calc} = \frac{2006.96 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm}} \cong h_{calc} = 66.89 \text{ cm}$$

$$h = 66.89 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}$$

Debido a que la sección es muy desproporcionada, asumo una sección de $(40 \times 60) \text{ cm}$, dándome una área equivalente a la calculada $A = (2000.00 \text{ cm}^2)$

Método 2

La capacidad máxima de carga de una columna es: (Nilson, Diseño de Estructuras de Concreto, 2001, pág. 243)

$$P_o = 0.85 f'_c A_g + A_s f_y$$

$$A_s = \rho * A_g$$

Para diseño dúctil:

$$P_u = 1/3 P_o$$

$$P_u = 1/3 (0.85 f'_c A_g + A_s f_y)$$

ρ = cuantía de acero para columnas va desde 1.00% hasta el 6.00%, así lo manifiesta el código (ACI 318-08, 2008)

Reemplazando y despejando se tiene:

$$A_g = \frac{3 * P_u}{(0.85 f'_c + \rho f_y)}$$

Por sismo consideramos un factor de mayoración del 30%, por tanto

$$Ag = \frac{3.9 * P_u}{(0.85 * f'c + \rho * fy)}$$

$$Ag = \frac{3.9 * 180625.95 \text{ Kg}}{(0.85 * 300\text{Kg/cm}^2 + 0.015 * 4200\text{Kg/cm}^2)}$$

$$Ag = 2215.22 \text{ cm}^2$$

Asumiendo:

$$b = h = \sqrt{Ag}$$

$$b = h = \sqrt{2215.22 \text{ cm}^2}$$

$$b = h = 47.07 \text{ cm}$$

Resumiendo de la columna periférica B1, las secciones encontradas, mediante el método 1 y 2, se escogió la de sección mayor, que será ingresada al programa especializado Etabs, y es de: **(45cm x 50cm)**, con una área de sección transversal de $Ag = 2250.00 \text{ cm}^2$

Tabla 63. Resumen de secciones de columnas

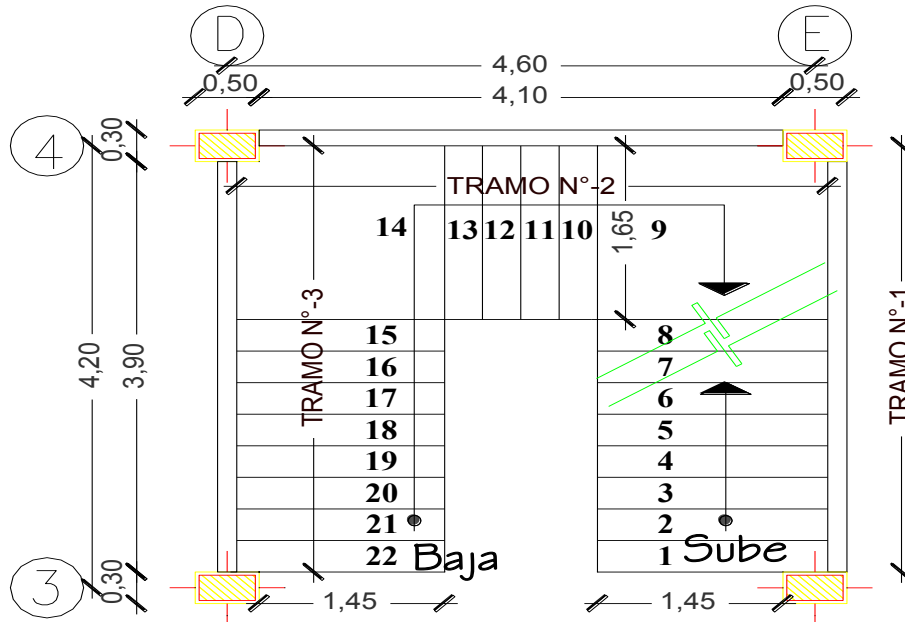
COLUMNA CENTRAL C2	COLUMNA PERIFERICA B1
$P_{u1}=266554.80 \text{ Kg}$	$P_{u1}=180625.95 \text{ Kg}$
Área tributaria: 38.00 m^2	Área tributaria: 25.75 m^2
Secciones (50cm x 65cm)	Secciones (45cm x 50cm)
$f'c = 300 \text{ Kg/cm}^2$	$f'c = 300 \text{ Kg/cm}^2$
Base $b=50\text{cm}$	Base $b=45\text{cm}$
Altura $h=65\text{cm}$	Altura $h=50\text{cm}$

Elaborado por: Marco Quilumba

6.7.5.3 DISEÑO DE GRADAS

Cuantificación de cargas:

Figura 50. Planta de Grada



Elaborado por: Marco Quilumba

$$\text{Numero de escalones por c/m} = \frac{100 \text{ cm}}{C}$$

$$C = \sqrt{H^2 + CH^2}$$

Grada confortable:

H = 30 cm (huella de la grada)

CH = 18 cm (contra huella de la grada)

$$C = \sqrt{30^2 + 18^2}$$

$$C = 34.99 \text{ cm}$$

$$\text{Número de escalones por c/m} = \frac{100 \text{ cm}}{34.99 \text{ cm}}$$

Número de escalones por c/m 2.86

CUANTIFICACIÓN DE CARGAS:

Carga muerta o peso propio de grada

$$\text{Peso propio de grada: } \frac{0.30 \cdot 0.18}{2} * N^{\circ} \text{escalones} * 1 \text{ m} * \frac{2400 \text{ Kg}}{\text{m}^2} = 185.33 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso de acabados: } (0.30 + 0.18) * 2.86 * 1 * 0.02 * \frac{1900 \text{ Kg}}{\text{m}^2} = 52.17 \text{ Kg/m}^2$$

Peso de barandillas: 50 Kg/cm^2

Peso de enlucido y macillado:

$$0.04 * (0.3 + 0.18) * 2.86 * 1 * 1900 \text{ Kg/m}^2 = 104.33 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CM1} = 391.83 \text{ kg/m}^2$$

Peso propio de losa inclinada: $\left(0.15 * 1 * 1 * \frac{2400 \text{Kg}}{\text{m}^2}\right) = 360 \text{ kg/m}^2$

$$\text{CMG total} = 751.83 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva considerando un 50 % de impacto e imprevistos

$$\text{CVG} = 1.5 * 500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 750 \text{ kg/m}^2$$

COMBINACIÓN DE CARGA ÚLTIMA LINEALMENTE

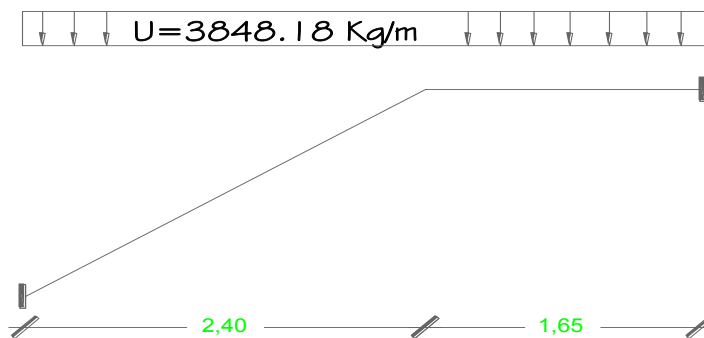
$$U = (1.2\text{CMG} + 1.6\text{CVG}) * \text{ancho de graga}$$

$$U = \left(1.2 * \left(751.83 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}\right) + 1.6 \left(750.00 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}\right)\right) * 1.45\text{m}$$

$$U = 3048.18 \text{ Kg/m}$$

DISEÑO TRAMO 1 = TRAMO 3

Figura 51. Tramo (1y3) de grada



$$Mu_{(+)} = \frac{U * L^2}{10}$$

$$Mu_{(-)} = \frac{U * L^2}{12}$$

Elaborado por: Marco Quilumba

$$Mu_{(+)} = \frac{3848.18 \text{ Kg/m} * 4.05^2 \text{m}^2}{10} = 6311.98 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$Mu_{(-)} = \frac{3848.18 \text{ Kg/m} * 4.05^2 \text{m}^2}{12} = 5259.98 \text{ Kg} - \text{m}$$

Chequeo a Flexión para: $Mu_{(+)}$

$$b_w = 30cm \quad f'c = 300 Kg/cm^2 \quad Ru = 55.767 Kg/cm^2$$

$$db = \sqrt{\frac{Mu * 100 Kg - cm}{Ru * b}}$$
$$db = \sqrt{\frac{6311.98 * 100 Kg - cm}{55.76Kg/cm^2 * 100cm}} = 10.64 cm$$

$h = db$ (peralte balanceado) + r (recubrimiento mínimo)

$$h = 10.64cm + 3cm \approx 15cm \text{ (aceptado el valor impuesto de } h = 15cm)$$

Chequeo del peralte balanceado menor que el peralte efectivo d :

$$d = h - r$$
$$d = 15cm - 3cm \cong 12cm$$

Condición aceptable bajo el chequeo a flexión:

$$db < d \quad \cong \quad ok$$
$$10.64 cm < 12cm \cong ok$$

Chequeo a Corte para $Mu_{(+)}$:

$$Vu = \frac{U * L}{2}$$
$$Vu = \frac{3848.18 Kg/m * 4.05m}{2} = 7792.56 Kg$$
$$V = \frac{Vu}{0.85 * b * d}$$
$$V = \frac{7792.56 Kg}{0.85 * 100cm * 12cm} = 7.64 Kg/cm^2$$

Cortante admisible en el hormigón:

$$Vadm = 0.53 * \sqrt{f'c}$$
$$Vadm = 0.53 * \sqrt{300} = 9.18Kg/cm^2$$

Condición aceptable bajo el chequeo a corte:

$$V < V_{adm} \cong ok$$

$$7.64 \text{ Kg/cm}^2 < 9.18 \text{ Kg/cm}^2 \cong ok$$

Los chequeos realizados para el mayor momento, al igual que el cortante son satisfactorios, por lo cual se procederá al diseño de la grada.

Diseño a Flexión:

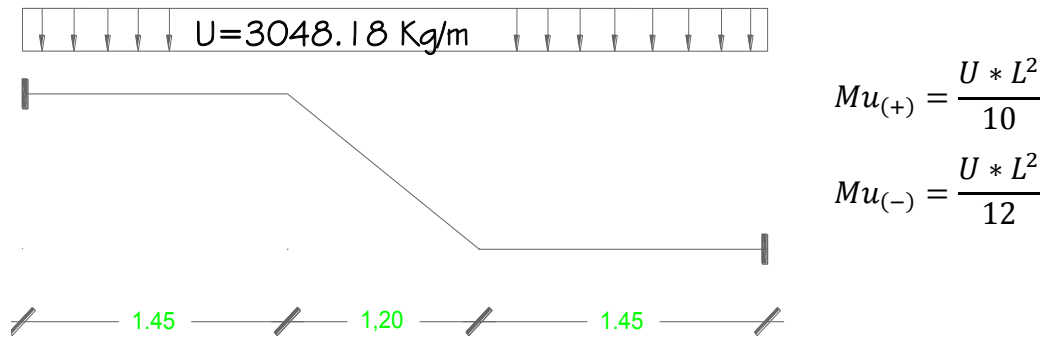
b = 100cm	h = 15cm	r = 3 cm	d = 12 cm
-----------	----------	----------	-----------

Se determina, las áreas de acero en función de los momentos flectores mayorados

$Mu_{(+)} = 6311.98 \text{ Kg} - m$ $As_{+} = \frac{Mu * 100 \text{ Kg} - cm}{\phi * fy * ju * d}$ $As_{+} = \frac{6311.98 * 100 \text{ Kg} - cm}{0.90 * 4200 \text{ Kg/cm}^2 * 0.90 * 12 \text{ cm}}$ $As_{+} = 15.46 \text{ cm}^2$ <p>1 Ø 14mm @15cm</p>	$Mu_{(-)} = 5259.98 \text{ Kg} - m$ $As_{-} = \frac{Mu * 100 \text{ Kg} - cm}{\phi * fy * ju * d}$ $As_{-} = \frac{5259.98 * 100 \text{ Kg} - cm}{0.90 * 4200 \text{ Kg/cm}^2 * 0.90 * 12 \text{ cm}}$ $As_{-} = 12.88 \text{ cm}^2$ <p>1 Ø 12mm @15cm</p>
------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

DISEÑO TRAMO 2

Figura 52. Tramo (2) de grada



Elaborado por: Marco Quilumba

$$Mu_{(+)} = \frac{3848.18 \text{ Kg/m} * 4.10^2 \text{ m}^2}{10} = 6468.79 \text{ Kg} - m$$

$$Mu_{(-)} = \frac{3848.18 \text{ Kg/m} * 4.10^2 \text{ m}^2}{12} = 5390.66 \text{ Kg} - m$$

Chequeo a Flexión para: $Mu_{(+)}$

$$b_w = 30cm \quad f'c = 300 \text{ Kg/cm}^2 \quad Ru = 55.767 \text{ Kg/cm}^2$$

$$db = \sqrt{\frac{Mu * 100 \text{ Kg} - cm}{Ru * b}}$$
$$db = \sqrt{\frac{6468.79 * 100 \text{ Kg} - cm}{55.767 \text{ Kg/cm}^2 * 100cm}} = 10.77cm$$

$h = db$ (peralte balanceado) + r (recubrimiento mínimo)

$$h = 10.77cm + 3cm \approx 15cm \text{ (aceptado el valor impuesto de } h = 15cm)$$

Chequeo del peralte balanceado menor que el peralte efectivo d :

$$d = h - r$$

$$d = 15cm - 3cm \cong 12cm$$

Condición aceptable bajo el chequeo a flexión:

$$db < d \cong ok$$

$$10.77 \text{ cm} < 12cm \cong ok$$

Chequeo a Corte para $Mu_{(+)}$:

$$Vu = \frac{U * L}{2}$$

$$Vu = \frac{3848.18 \text{ Kg/m} * 4.10m}{2} = 7888.77 \text{ Kg}$$

$$V = \frac{Vu}{0.85 * b * d}$$

$$V = \frac{7888.77 \text{ Kg}}{0.85 * 100cm * 12cm} = 7.73 \text{ Kg/cm}^2$$

Cortante admisible en el hormigón:

$$Vadm = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

$$Vadm = 0.53 * \sqrt{300} = 9.18 \text{ Kg/cm}^2$$

Condición aceptable bajo el chequeo a corte:

$$V < V_{adm} \cong ok$$

$$7.73 Kg/cm^2 < 9.18Kg/cm^2 \cong ok$$

Los chequeos realizados para el mayor momento, al igual que el cortante son satisfactorios, por lo cual se procederá al diseño de la grada.

Diseño a Flexión:

b = 100cm	h = 15cm	r = 3 cm	d = 12 cm
-----------	----------	----------	-----------

Se determina, las áreas de acero en función de los momentos flectores mayorados

$Mu_{(+)} = 6468.79 Kg - m$ $As_{+} = \frac{Mu * 100Kg - cm}{\phi * fy * ju * d}$ $As_{+} = \frac{6468.79 * 100 Kg - cm}{0.90 * 4200Kg/cm^2 * 0.90 * 12cm}$ $As_{+} = 15.84 cm^2$ <p>1 Ø 14mm @15cm</p>	$Mu_{(-)} = 5390.66 Kg - m$ $As_{-} = \frac{Mu * 100 Kg - cm}{\phi * fy * ju * d}$ $As_{-} = \frac{5390.66 * 100 Kg - cm}{0.90 * 4200Kg/cm^2 * 0.90 * 12cm}$ $As_{-} = 13.20 cm^2$ <p>1 Ø 12mm @15cm</p>
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

6.7.6 CARGAS DE SISMO (NEC-2015)

6.7.6.1 CORTANTE BASAL

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_p * \phi_E} * W$$

Sa (Ta) = Espectro de diseño en aceleración de respuesta elástico para diseño.

$\phi_p * \phi_E$ = Coeficientes de configuración en planta y elevación

I = Coeficiente de importancia;

R = Factor de reducción de resistencia sísmica

V = Cortante basal total de diseño

W = Carga sísmica reactiva

Ta = Periodo de vibración

La estructura se encuentra en la ciudad del Tena, en la zona sísmica IV. (**Tabla 31. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada**)

$$Z=0,35$$

Importancia de la estructura. Hotel Dayalee. (**Tabla 36. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura**)

$$I=1,0$$

Coefficientes de configuración en planta y elevación. (**Tabla 39. Coeficientes de irregularidad en planta**) y (**Tabla 40. Coeficientes de irregularidad en elevación**)

$$\phi_P=1.0$$

$$\phi_E=0,9$$

Respuesta estructural. (**Tabla 42. Coeficiente R para sistemas dúctiles**)

El factor de reducción de carga sísmica (R), Es un valor considerable para el análisis de la estructura en hormigón armado de:

$$R=8 \quad (\text{sistema aporticado de hormigón armado}).$$

Sin embargo para la estructura de hormigón armado, con elementos postensados, el valor es muy castigador debido a que la losa es plana y se diseñó bajo el criterio de una viga-losa equivalente, dando un factor de:

$$R=5 \quad (\text{sistema aporticado con vigas-losa banda}).$$

Cálculo de la aceleración espectral S_a .

$$S_a = \eta * Z * F_a \quad \text{si: } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta * Z * F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{si: } T > T_c$$

Dónde:

$r=1$, para todos los suelos (A, B, C, D), con excepción del suelo tipo E

$r=1.5$, para tipo de suelo E

$\eta = 1.8$ Provincias de la costa, excepto Esmeraldas.

$\eta = 2.48$ Provincias de la sierra, Esmeraldas y Galápagos.

$\eta = 2.6$ Provincias del oriente.

SUELO TIPO “E”:

Fa = 1,10 (Fa, amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.)

Tabla 33. Tipo de suelo y factores de sitio Fa

Fd = 1,65 (Fd, amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.)

Tabla 34. Tipo de suelo y factores de sitio *Fd*

Fs = 1,80 (Fs, considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos).

Tabla 35. Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo *Fs*

$$T_c = 0.55 * F_s * \left(\frac{F_d}{F_a}\right)$$

$$T_c = 0.55 * 1.80 * \left(\frac{1.65}{1.10}\right)$$

$$T_c = 1.485 \text{ s.}$$

$$T_o = 0.10 * F_s * \left(\frac{F_d}{F_a}\right) \qquad T_L = 2.4 * F_d$$

$$T_o = 0.10 * 1.80 * \left(\frac{1.65}{1.10}\right) \qquad T_L = 2.4 * 1.65$$

$$T_o = 0.27 \text{ s.} \qquad T_L = 3.96 \text{ s.}$$

Cálculo de período de vibración. (**Tabla 44.** Coeficiente del periodo de vibración)

$$T = C_t * h n^\alpha$$

hn = altura máxima de la edificación de *n* pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

Para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras,

$$C_t = 0.055 \qquad \alpha = 0.9$$

$$T = 0.055 * 18.18^{0.90}$$

$$T = 0,7482 \text{ s.}$$

$$0 \leq T \leq T_c$$

$$0 \leq 0,7482 \text{ s.} \leq 1.485 \text{ s.}$$

Aplicar:

$$S_a = \eta * Z * F_a \qquad \text{si: } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = 2.60 * 0,35 * 1,10$$

$$S_a = 1,001 \text{ m/s}^2$$

Los valores determinados serán reemplazados en el Cortante Basal, y se obtiene los siguientes cuadros:

Sistema aporticado de hormigón armado

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_p * \phi_E} * W \quad V = \frac{1.00 * 1.001}{8 * 1.0 * 0.90} * W \quad V = 0.1390 * W$$

Tabla 64. Resumen de aceleraciones espectrales, sistema aporticado de hormigón armado (NEC-2015)

Z =	0.35	To =	0.27
Tipo suelo =	E	Tc =	1.485
Fa =	1.10	I =	1.00
Fd =	1.65	R =	8
Fs =	1.80	ϕ_p =	1.00
hn =	18.18	ϕ_E =	0.90
Ct =	0.055	η =	2.60
α =	0.90	r =	1.50
T =	0,7482	g =	9.81

Elaborado por: Marco Quilumba

Sistema aporticado con vigas-losa banda

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_p * \phi_E} * W \quad V = \frac{1.00 * 1.001}{5 * 1.0 * 0.90} * W \quad V = 0.222 * W$$

Tabla 65. Resumen de aceleraciones espectrales, sistema aporticado con vigas banda (NEC-2015)

Z =	0.35	To =	0.27
Tipo suelo =	E	Tc =	1.485
Fa =	1.10	I =	1.00
Fd =	1.65	R =	5
Fs =	1.80	ϕ_p =	1.00
hn =	18.18	ϕ_E =	0.90
Ct =	0.055	η =	2.60
α =	0.90	r =	1.50
T =	0,7482	g =	9.81

Elaborado por: Marco Quilumba

Determinación del coeficiente k:

$$0 \leq T \leq T_c$$

$$0 \leq 0,7482 \text{ s.} \leq 1.485 \text{ s.}$$

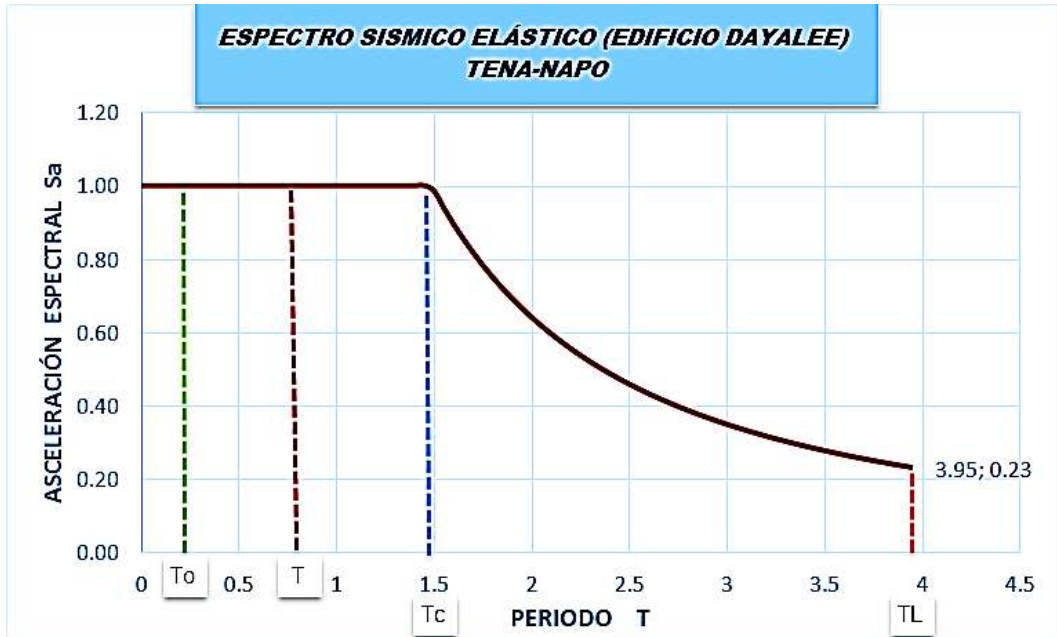
Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

Entonces está dentro del rango:

$$k = 0.75 + 0.50T$$

$$k = 0.75 + 0.50 * (0.7482) \quad \cong \quad k = 1.12$$

Figura 53. Espectro Sísmico Elástico



Elaborado por: Marco Quilumba

6.7.6.2 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS SÍSMICAS LATERALES

Sistema aporticado de hormigón armado

$$V = 0.1390 * W \cong V = 0.1390 * 1322.37 \text{Ton}$$

$$V = 183.81 \text{ Ton}$$

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

Tabla 66. Resumen fuerzas sísmicas laterales del sistema aporticado de hormigón armado (NEC-2015)

NIVEL	AREA (m ²)	W Carga Reactiva = 100%D			Wi (T)	hi (m)	hi ^k (m)	Wi * hi ^k (T.m)	f i (T)	Xc (m)	Yc (m)
		W (dead) Ton/m2	W (live) Ton/m2	q (T/m ²)							
+18.18	33.55	0.56	0.30	0.56	18.69	18.18	26.05	486.89	5.22	16.80	10.80
+14.94	420.00	0.78	0.35	0.78	325.92	14.94	20.90	6810.48	72.99	14.40	10.80
+11.34	420.00	0.78	0.40	0.78	325.92	11.34	15.33	4995.55	53.54	14.40	10.80
+7.74	420.00	0.78	0.45	0.78	325.92	7.74	9.98	3251.84	34.85	14.40	10.80
+4.14	420.00	0.78	0.55	0.78	325.92	4.14	4.94	1609.42	17.25	14.40	10.80
Σ	1713.55			W =	1322.37			17154.18	183.85		
	V =			183.85	T						

Elaborado por: Marco Quilumba

Sistema aporticado con vigas-losa banda

$$V = 0.222 * W \cong V = 0.222 * 1322.37Ton$$

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

$$V = 293.56 Ton$$

Tabla 67. Resumen fuerzas sísmicas laterales del sistema aporticado de vigas-losa banda (NEC-2015)

NIVEL	AREA (m ²)	W Carga Reactiva = 100%D			Wi (T)	hi (m)	hi ^k (m)	Wi • hi ^k (T.m)	f i (T)	Xc (m)	Yc (m)
		W (dead) Ton/m2	W (live) Ton/m2	q (T/m ²)							
+18.18	33.55	0.56	0.30	0.56	18.69	18.18	26.05	486.89	8.35	16.80	10.80
+14.94	420.00	0.78	0.35	0.78	325.92	14.94	20.90	6810.48	116.78	14.40	10.80
+11.34	420.00	0.78	0.40	0.78	325.92	11.34	15.33	4995.55	85.66	14.40	10.80
+7.74	420.00	0.78	0.45	0.78	325.92	7.74	9.98	3251.84	55.76	14.40	10.80
+4.14	420.00	0.78	0.55	0.78	325.92	4.14	4.94	1609.42	27.60	14.40	10.80
Σ	1713.55			W =	1322.37			17154.18	294.15		
	V =			294.15	T						

Elaborado por: Marco Quilumba

6.7.7 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

La modelación de la estructura, se la realizara en el programa especializado Etabs. La preparación de datos para el ingreso y digitación, en el programa serán todos los elementos y las propiedades mecánicas de cada uno; anteriormente se pre-dimensionó cada elemento estructural, considerando las solicitaciones de carga, las mismas que fueron mayoradas para cumplir con la filosofía de última resistencia. Se ingresarán al programa 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, resistencias y propiedades mecánicas, según el prediseño.

Las cargas son necesarias para el análisis, el peso propio de la estructura se considera a través de los elementos, es decir, el programa calculará el peso propio de cada uno de ellos (DEAD), más una sobrecarga resultante del análisis de cargas, que están en función de los estados de carga, carga muerta de pared (CMP), carga viva (CV), carga sísmica en sentido (x), (SMX), carga sísmica en sentido (y),

(SMY). Las distintas combinaciones serán en función del código (ACI 318-08, 2008), debido a que se adoptó este código y engloban a las combinaciones del (NEC-SE-CG, 2015, pág. 19)

Para la carga sísmica, en la estructura convencional, se utilizó dos tipos de métodos, el primero un análisis estático, se ingresó el coeficiente sísmico y el segundo un análisis modal espectral, correspondiente a las características sísmicas de la estructura y su zona de ubicación; ambos contemplados en el (NEC-SE-DS-, 2015).

Secuencia de la modelación

Se procederá a ingresar los datos ya pre-dimensionados al programa especializado, para seguir con el modelado de la estructura de cinco pisos de alto, manteniendo siempre los conocimientos y criterios de ingeniería, y el correcto ingreso de la grilla de modelado, propiedades de materiales, secciones, espectro sísmico, etc.

El prediseño de las secciones de los elementos estructurales (columnas, viga-losa y gradas), se verificarán, analizarán y diseñará en el programa especializado Etabs, esto se refiere a la estructura, propuesta con columnas, gradas de hormigón armado y la losa de hormigón con elementos postensado (losa maciza-plana), es decir no intervienen vigas. En el programa especializado se verificara las derivas de piso y el cumplimiento con una estructura sismo-resistente, debido a que Ecuador es de alto riesgo sísmico.

Verificado en Etabs las condiciones de diseño sismo-resistente de la estructura, se exportara al programa Safe (2014), (programa especializado en losas postensadas), la losa del entrepiso $N+7.74$ del edificio *DAYALEE*, bajo la extensión .F2K, la cual reconoce dicho programa, (la extensión genera un registro de propiedades de los materiales, secciones, estados de carga, dimensiones de la grilla, etc.)

En el programa especializado Safe (2014), se ingresaran los datos ya preparados anteriormente (franja de diseño y torones), debido a que la extensión exportada alberga las demás propiedades y características de la losa del entrepiso $N+7.74$, verificado los esfuerzos, se dará por aprobado dicha losa postensada. Dando lugar

a realizar los chequeos de los esfuerzos internos del elementos estructural con los admisibles del (ACI 318-08, 2008), y se someterá a una comparación de resultados.

Se detallará la modelación de la estructura “(columnas, viga-losa y gradas)” en *Etabs* y la losa maciza plana postensada de entrepiso $N+7.74$ en *Safe* (2014); dando lugar a una guía técnica de modelado, análisis, diseño, interpretación de resultados y obtención de planos estructurales. La guía constará de pasos, criterios de ingreso, comentarios y digitación a los largo de la manipulación de los programas especializados en elementos finitos.

Se hará mención a tablas, gráficos, materiales, secciones de los elementos (columnas, viga-losa y losa de grada) y demás propiedades, anteriormente ya definidas en un pre-diseño o bajo condiciones de diseño (f_y , f'_c , f_{ps} , etc.)

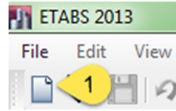
6.7.7.1 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN ETABS

Existe una amplia gama de programas especializados para el análisis de estructuras, de los cuáles optaremos, por el que mayormente estamos familiarizados, *Etabs*. El programa es una herramienta computación que en la actualidad es muy demanda por la Ingeniería, el programa se basa y se fundamenta en elementos finitos.

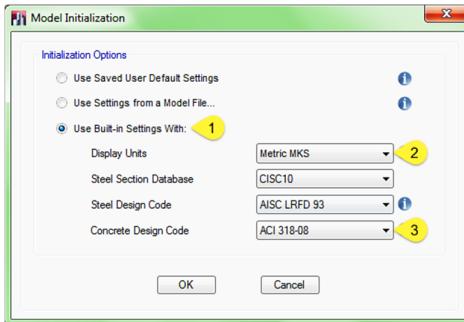
Abrir el programa especializado.



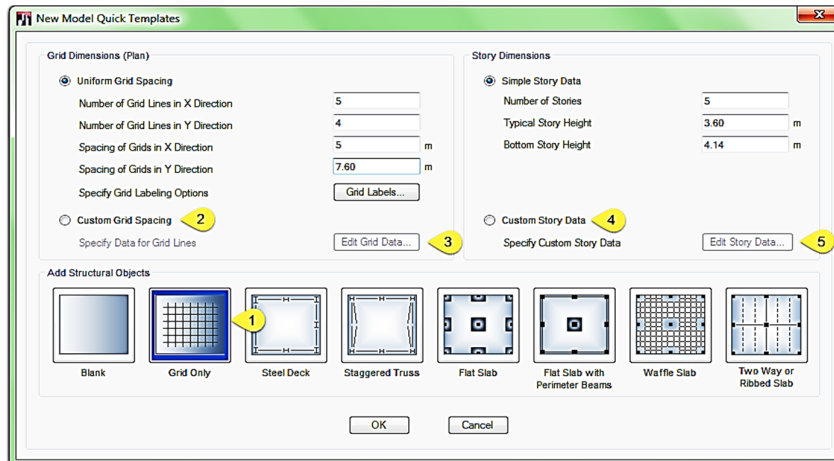
Seleccionar un nuevo modelo.



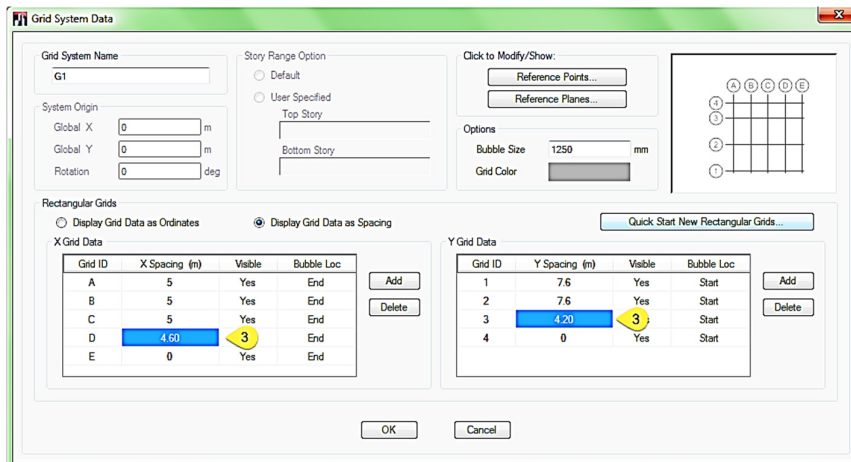
Seleccionar las unidades a utilizar.



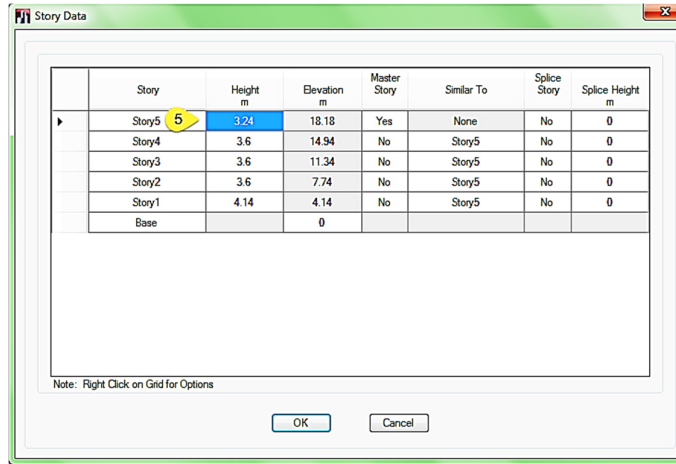
Seleccionar tipo de grilla.



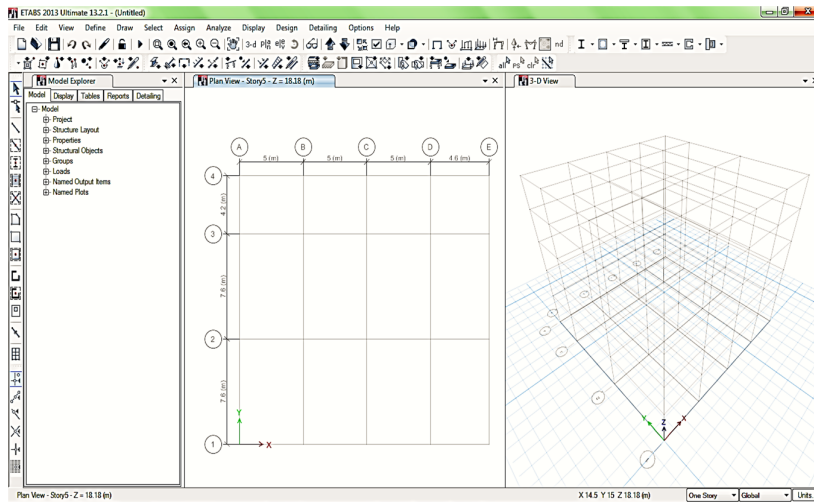
Modificar grilla en planta de acuerdo a las dimensiones del Edificio.



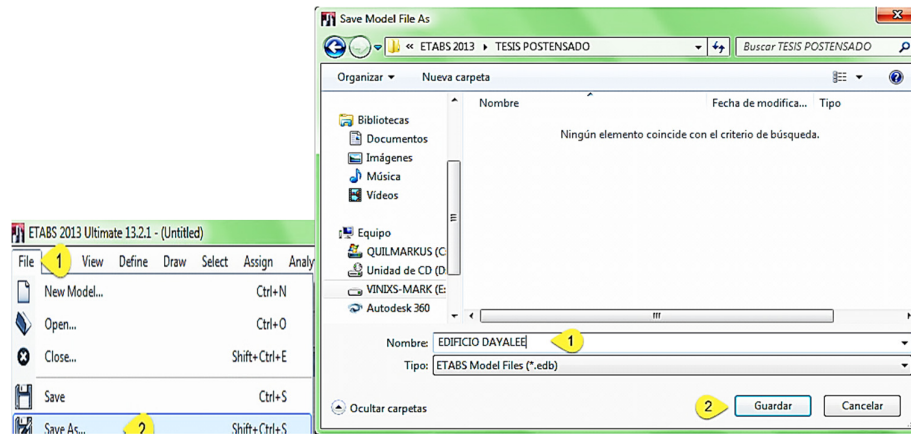
Modificar grilla en elevación y la numeración de ejes.



Resultado visual de la configuración de la grilla



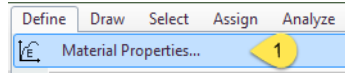
Guardar el proyecto



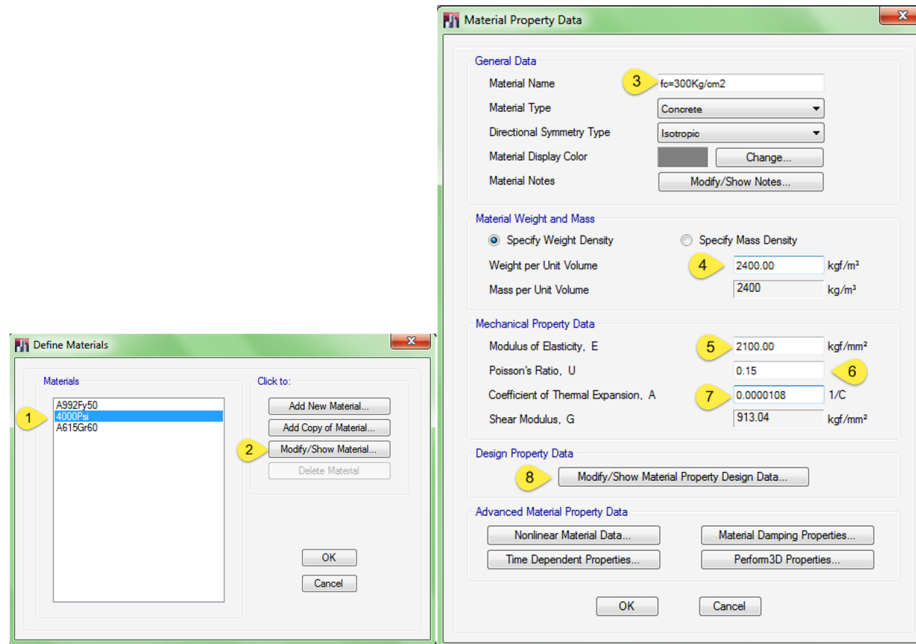
DEFINIR PROPIEDADES DE LOS MATERIALES:

En el capítulo 6.7.2.1, se asume dos resistencia para el diseño, $f'c=300Kg/cm^2$ para columnas, y $f'c=400Kg/cm^2$ para la losa, con un enfoque más real a nuestro entorno describe la **Tabla 46. Propiedades Mecánicas del hormigón de alta resistencia.**

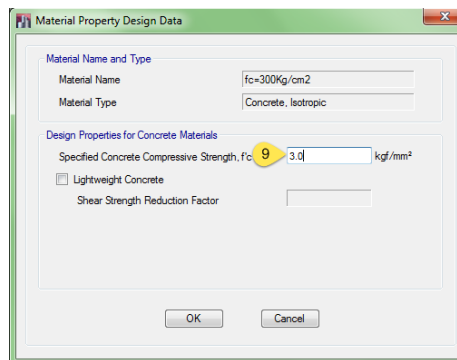
Definir material a utilizar



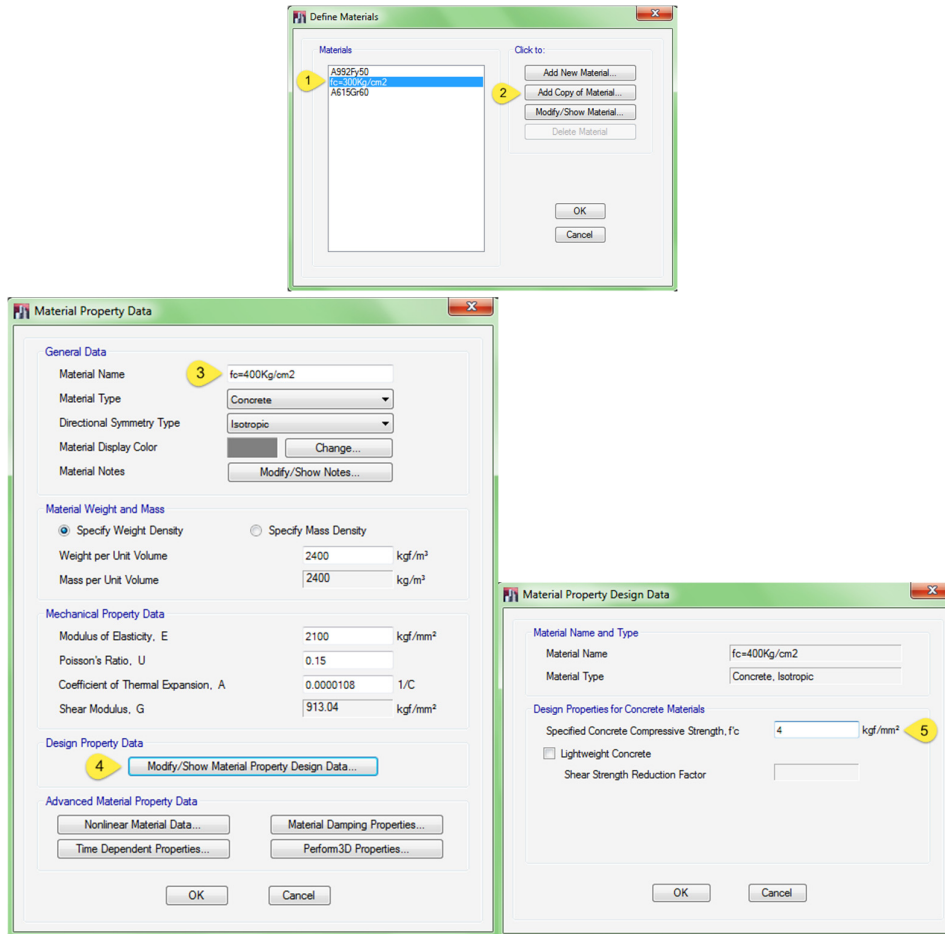
Definir propiedad del hormigón para columnas



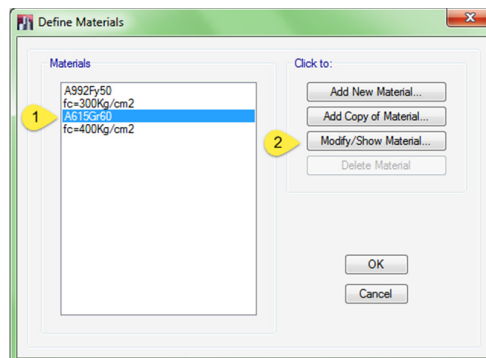
Definir la resistencia a los 28 días, $f'c=300 Kg/cm^2$



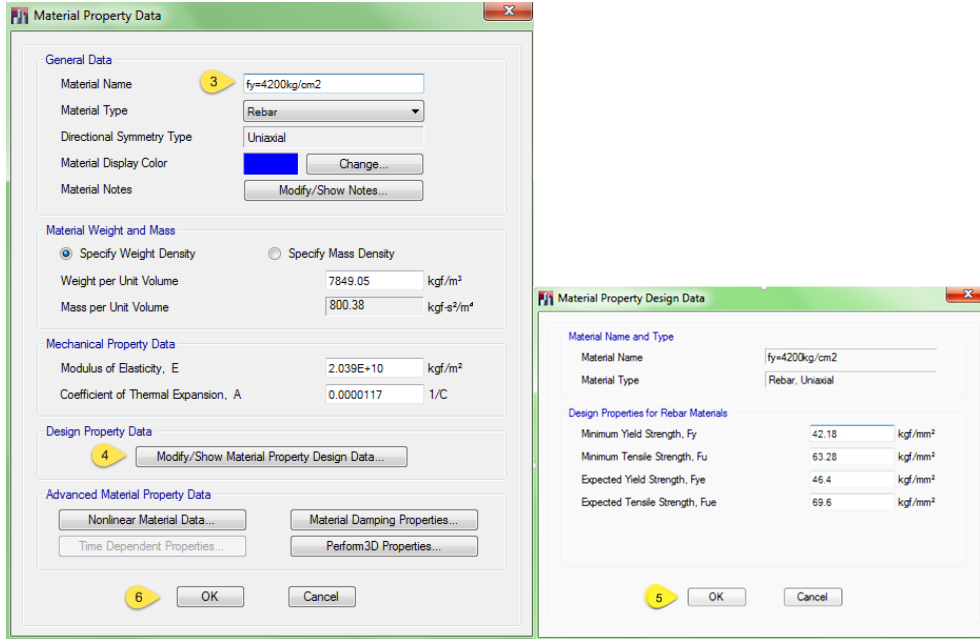
Definir propiedad del hormigón para la losa maciza (*postensada*), $f'c=400 \text{ Kg/cm}^2$



Definir propiedad del acero estructural



Asignar la propiedad del acero de: $f_y=4200\text{Kg/cm}^2$

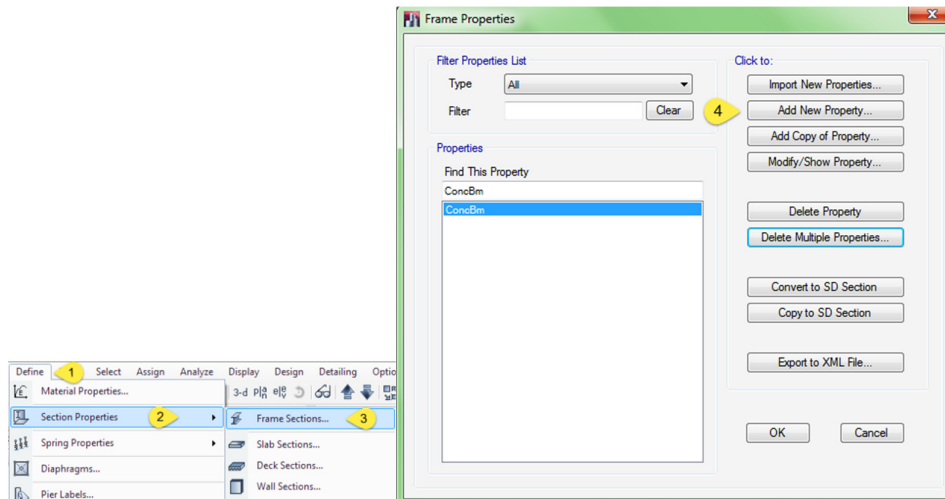


DEFINIR SECCIONES FRAME (COLUMNAS)

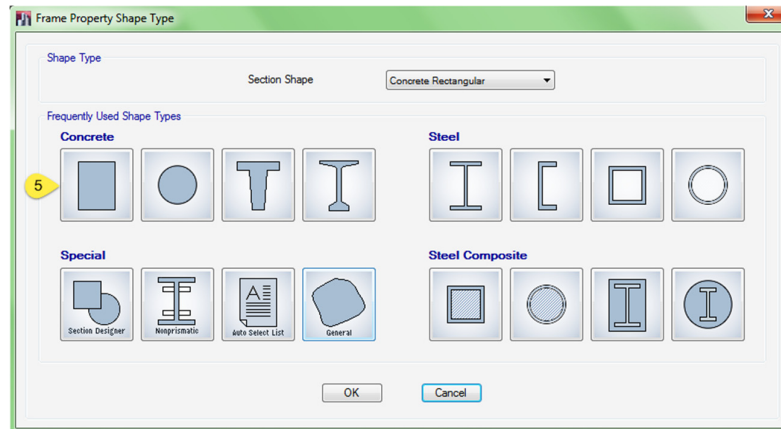
El prediseño ayuda a determinar secciones útiles para ingresar al *Etabs*, los elementos serán de hormigón armado, de la **Tabla 63. Resumen de secciones de columnas.**

Resumen de Columnas $f'c = 300\text{Kg/cm}^2$	
$b_w = 50\text{cm}$ y $h = 65\text{cm}$	$b_w = 45\text{cm}$ y $h = 50\text{cm}$
Ejes B(1, 2, 3), C(1, 2, 3), D(1, 2, 3)	Ejes A(1, 2, 3,4), B4, C4, D4, E(1, 2, 3,4)

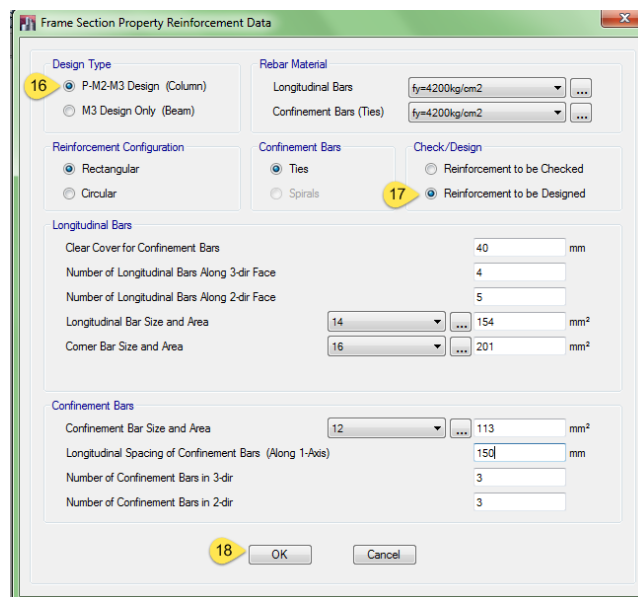
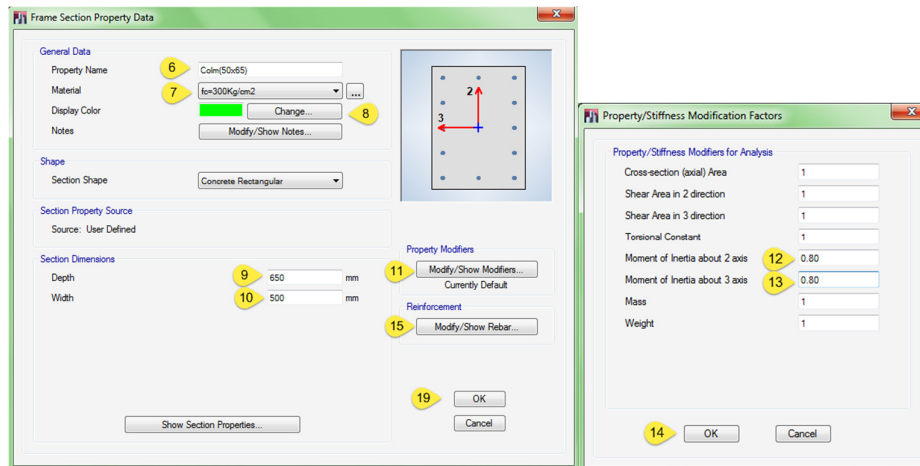
Definir sección de columna (50cm x 65 cm)



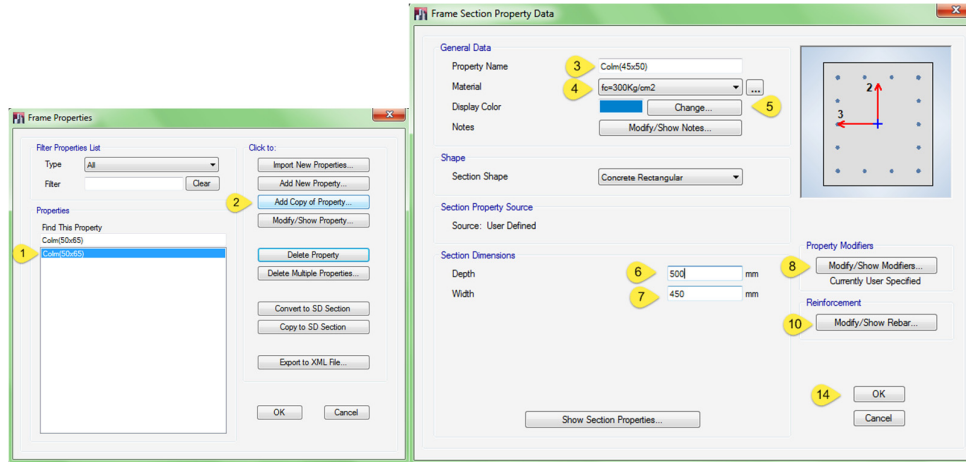
Seleccionar la geometría del elemento estructural



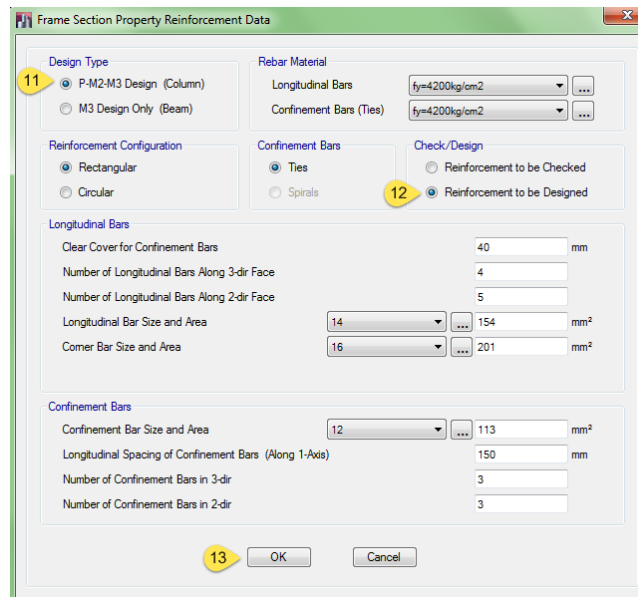
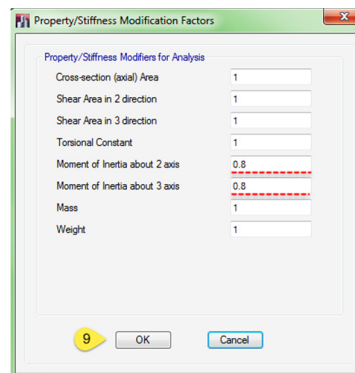
Asignar secciones al elemento, propiedad de material y su respectiva inercia agrietada para columnas es $0,8$. (NEC-SE-DS-, 2015, pág. 54)



Definir sección de columna (45cm x 50cm)



Asignar secciones al elemento, propiedad de material y su respectiva inercia agrietada para columnas es $0,8$. (NEC-SE-DS-, 2015, pág. 54)



DEFINIR SECCIONES SLAB (LOSA)

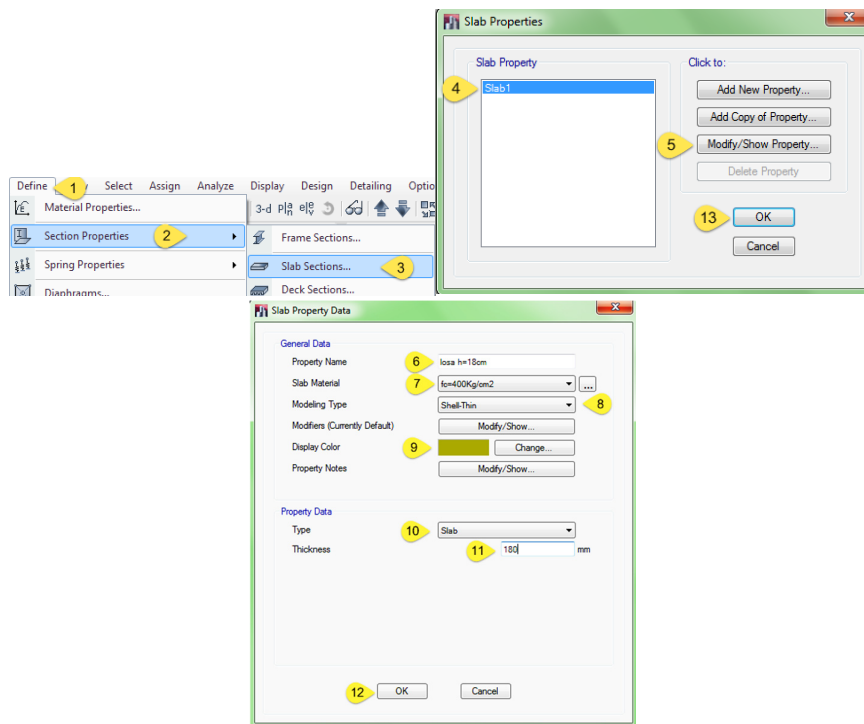
Loseta maciza (postensada) $f'c = 400Kg/cm^2$

Definir al Slab como Shell thin para que trabaje a flexión y corte, es un elemento muy esbelto en altura ($h=18cm$).

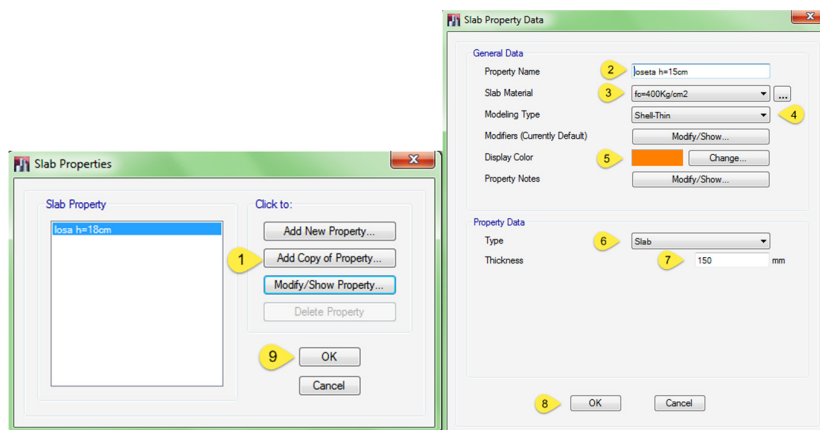
Loseta de grada $f'c = 300Kg/cm^2$

Definir al Slab como Shell thin para que trabaje a flexión y corte, es un elemento muy esbelto en altura ($h=15cm$).

Definir, sección de loseta maciza, $h=18cm$



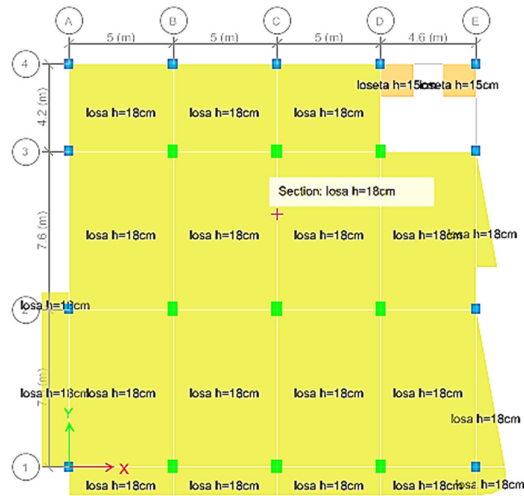
Definir, sección de loseta de grada, $h=15cm$



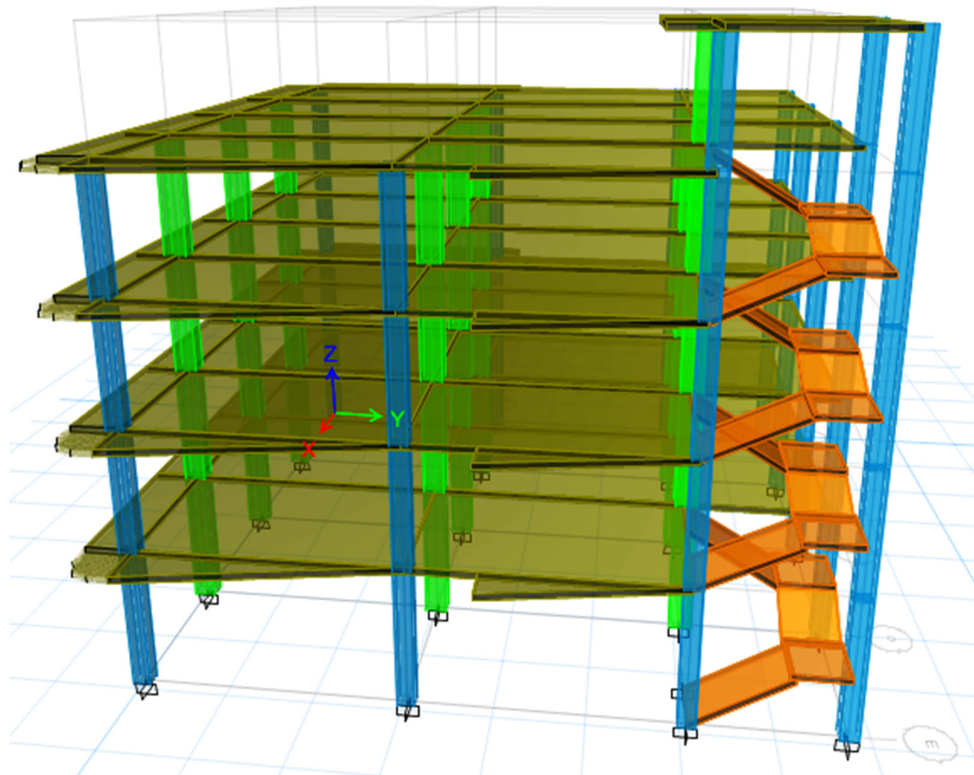
ASIGNAR SECCION; COLUMNAS, GRADAS Y LOSAS EN LA ESTRUCTURA

Establecer correspondientemente en los distintos niveles y eje, el elemento *frame* (columna), y los elementos *Slab* ($h=18\text{cm}$) y ($h=15\text{cm}$). Se fijara manualmente mediante las herramientas (*Snap*) del programa.

Vista planta $N+7.74\text{m}$

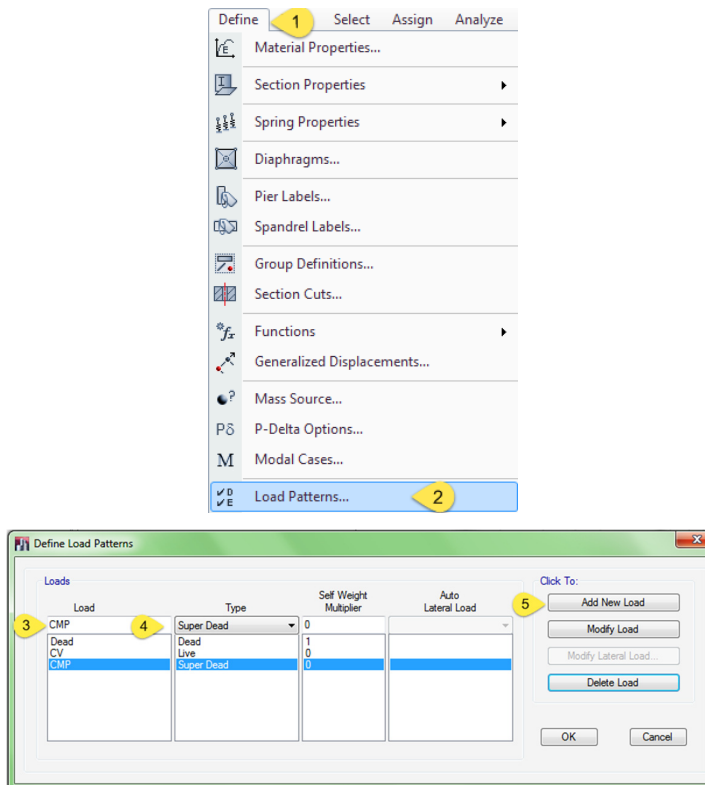


Vista 3D, de toda la estructura.



DEFINIR CASOS DE CARGA ESTÁTICA

Crear los patrones de carga, (DEAD, CMP, CV)



DEFINIR CASO DE ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO

El sistema aporricado como “vigas-losa banda”, se resume en la **Tabla 67. Resumen fuerzas sísmicas laterales del sistema aporricado de vigas-losa banda (NEC-2015)**

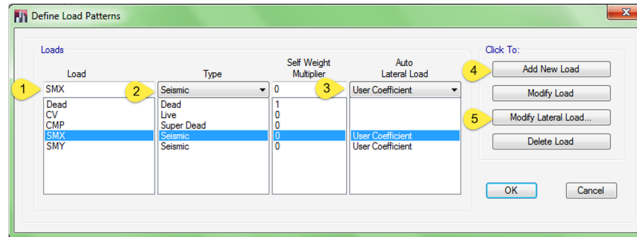
Definir el factor que interviene en el cortante basal de acuerdo a las condiciones geotécnicas, importancia, factor de reducción sísmica, configuración en elevación y planta.

$$V = 0.222 * W$$

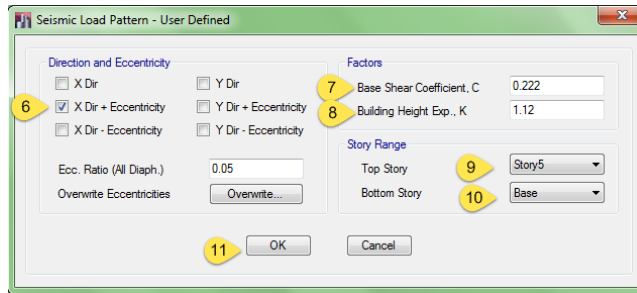
Los coeficiente para el modelo son de acuerdo al *NEC-2015* es, **C=0,222** (valor de la aceleración calculada) y **k=1.12** (coeficiente de corrección en altura)

En “Auto Lateral Load” la opción “User Coefficient”, permite ingresar el valor actuante en la aceleración.

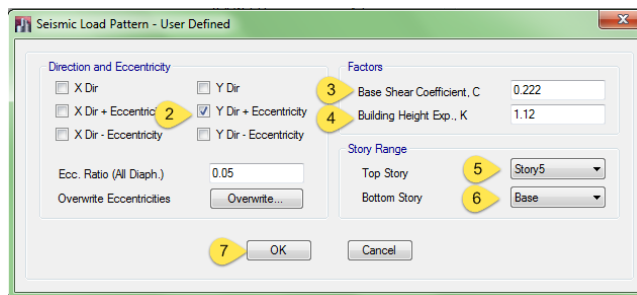
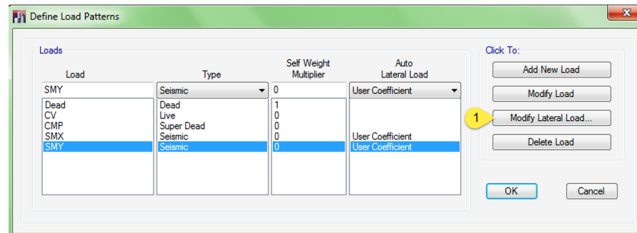
Definir carga sísmica SMX.



“Direction and Eccentricity”, marcar en “X Dir + Eccentricity”, esto indica que el sismo será en la dirección (X), el valor de la excentricidad es del $\pm 5\%$ (0.05).



Definir carga sísmica SMY.



ASIGNAR CARGAS A LA ESTRUCTURA

Ingresa las solicitaciones de carga a la losa. La carga viva (CV), y muerta de pared (CMP), ingresar manualmente al programa. El peso propio (Dead) del elemento estructural (columnas, grada y losa), determina automáticamente el programa. Seleccionar el tipo de losas y asignar.

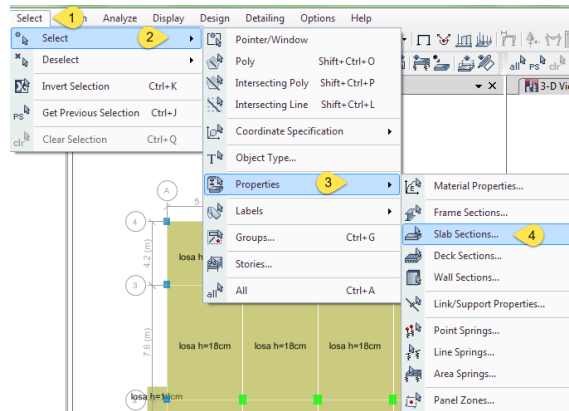
Loseta maciza:

Carga Viva (Personas)	$CV = 500.00 \text{ Kg/m}^2$
Carga Muerta (Peso propio)	<i>calcula el programa</i> h=18cm
Carga Muerta Adicional (Pared)	$CMP = 237.71 \text{ Kg/m}^2$

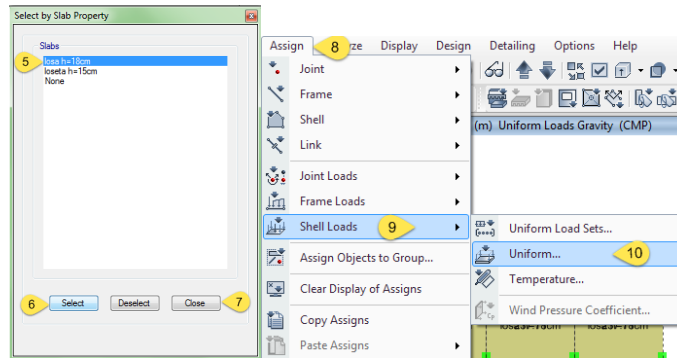
Loseta de gradas:

Carga Viva (Personas)	$CV = 1.5 * 500 = 750.00 \text{ Kg/m}^2$
Carga Muerta (Peso propio)	<i>calcula el programa</i> h=15cm

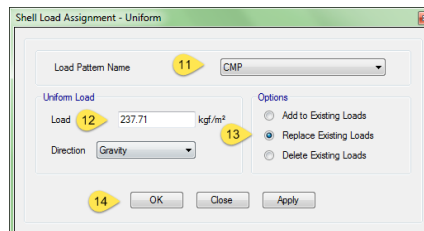
Asignar carga muerta de pared (CMP=237.71 Kg/m²)



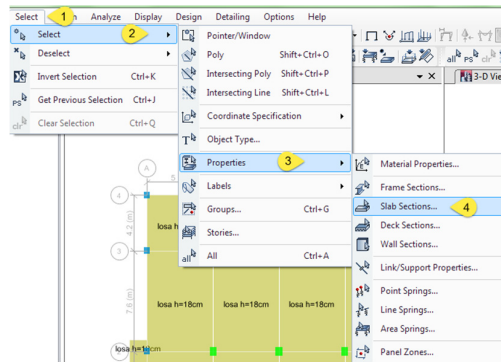
Seleccionar la losa del entripiso.



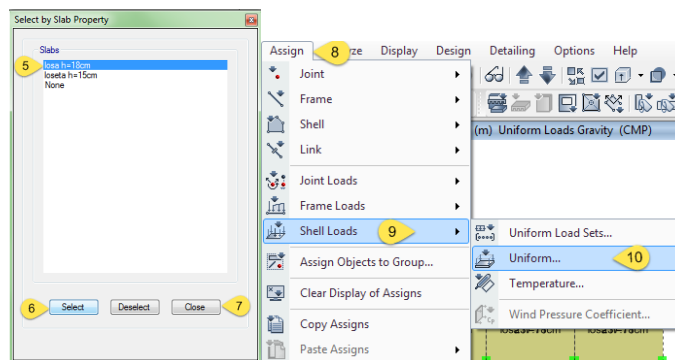
Asignar la carga muerta de pared, bajo el estado de carga ya definido (CMP).



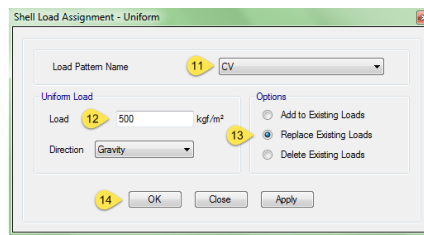
Asignar carga viva (CV=500 Kg/m²)



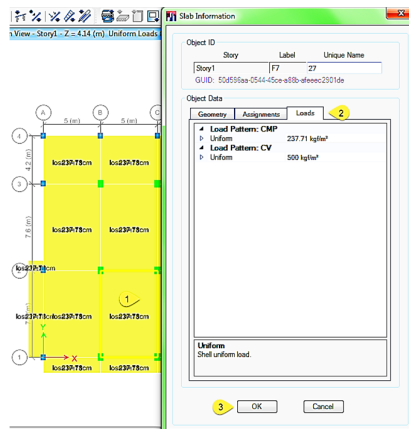
Seleccionar la losa del entrepiso.



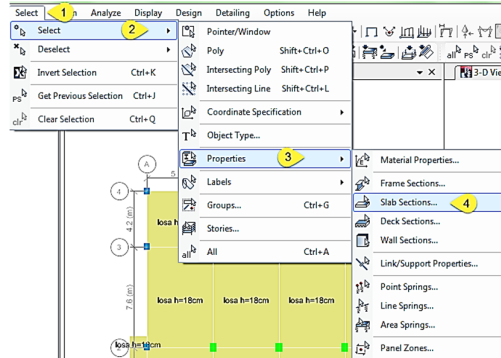
Asignar la carga viva, bajo el estado de carga ya definido (CV).



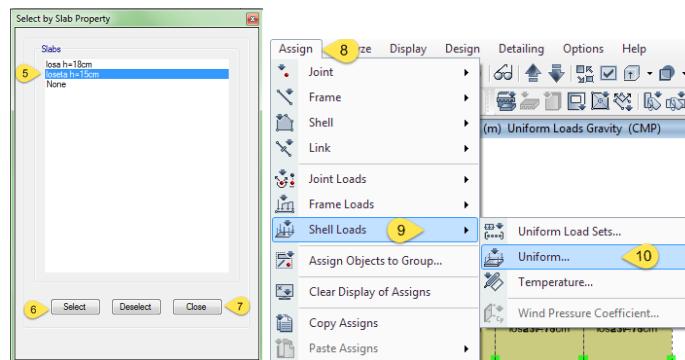
Verificar cargas asignadas al elemento *Slab*, clic derecho en cualquier tablero de la losa del entrepiso.



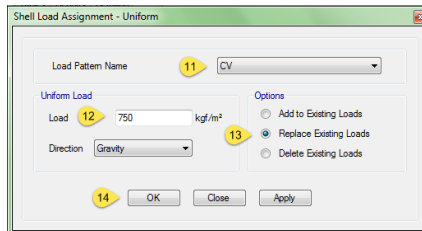
Asignar carga viva en la loseta de grada (CV=750 Kg/m²)



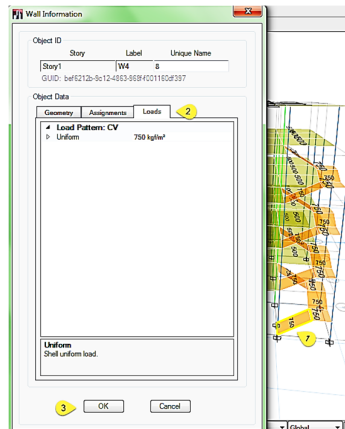
Seleccionar la loseta de grada.



Asignar la carga viva, bajo el estado de carga ya definido (CV).



Verificar carga asignada al elemento *Slab*, clic derecho en cualquier tablero de la loseta de grada.

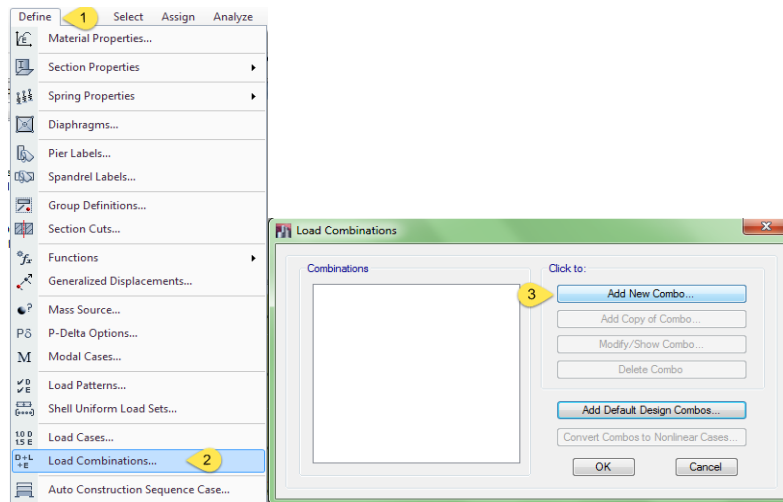


DEFINIR COMBINACIONES POR EL (NEC-SE-CG, 2015, pág. 19), (Cap. 3.4.3)

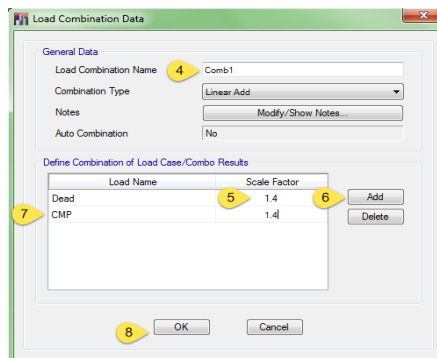
Combinaciones de carga

- Comb1= 1,4D
- Comb2=1,2D + 1,6CV
- Comb3=1,2D + 1CV + 1SMX
- Comb4=1,2D + 1 CV - 1SMX
- Comb5=1,2D + 1 CV + 1SMY
- Comb6=1,2D + 1 CV - 1SMY
- Comb7=0,9D + 1SMX
- Comb8=0,9D - 1SMX
- Comb9=0,9D + 1SMY
- Comb10=0,9D - 1SMY

Definir combinaciones

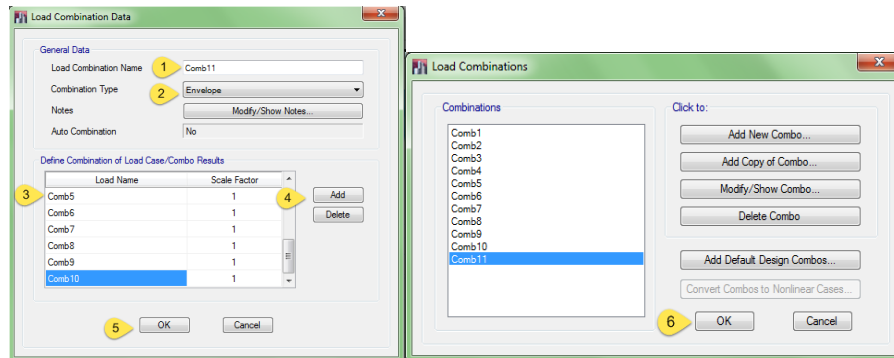


Crear la combinación de Cargas, con sus respectivos valores de mayoración: 1.2 para carga muerta permanente y 1.6 para carga viva,

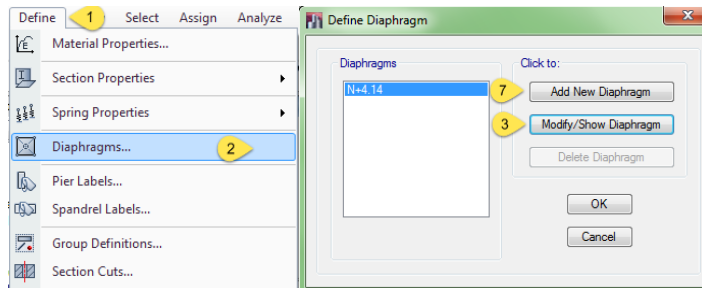


Repetir proceso para la creación de las demás combinaciones

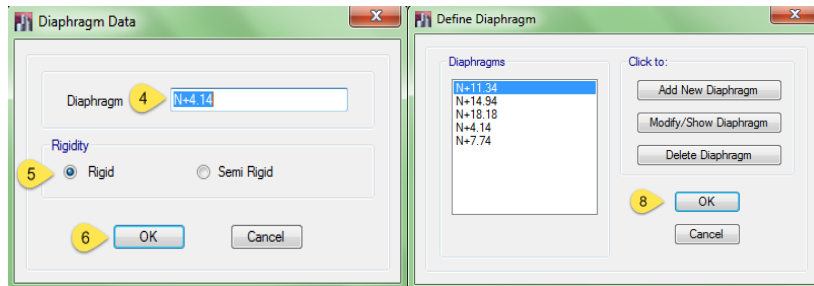
Definir combinación *Comb11 (Envelope)*, reúne los valores más altos de todas las combinaciones.



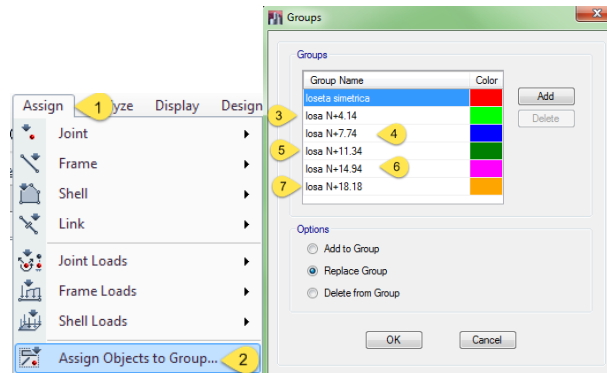
Definir como diafragmas rígidos a las losas de cada nivel de entrepiso.



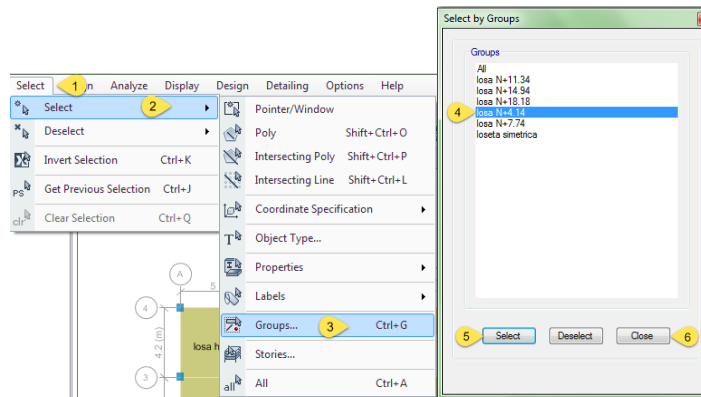
Definir cada entrepiso bajo el nombre del nivel de losa.



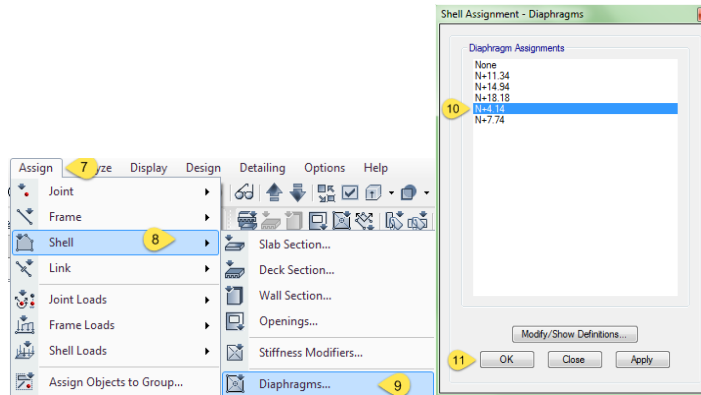
Asignar bajo un grupo a la losa de cada nivel. (previamente seleccionado el nivel)



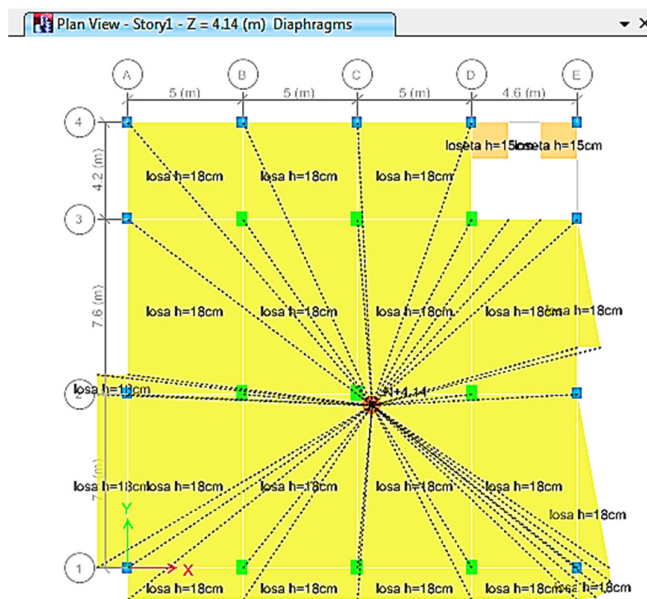
Seleccionar el grupo creado para el primer nivel de losa. (repetir proceso para cada nivel)



Asignar el diafragma rígido al nivel de losa seleccionado (repetir proceso para cada nivel)



Resultado visual de la asignación de diafragma rígido a la losa del entrepiso $N+7.74$



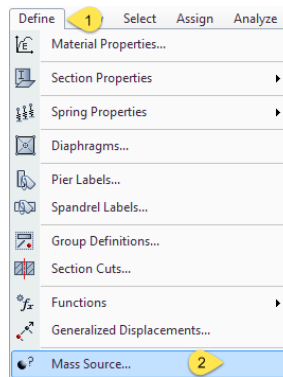
DEFINIR MASA PARA EL CÁLCULO SÍSMICO (CARGA REACTIVA)

Cumplir con el código, (NEC-SE-DS-, 2015, pág. 55), (Cap. 6.7.1) (participación de la masa en el análisis sismo-resistente). Enunciado en la **Tabla 41. Combinaciones de carga sísmica reactiva.**

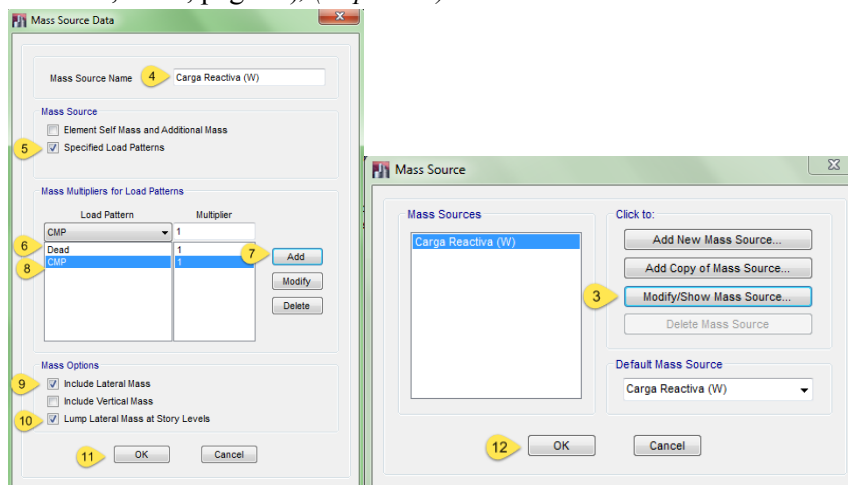
La ventana de dialogo “*Mass Source Data*”, se tiene 2 formas para definir la masa. “*Element Self Mass and Additional Mass*”, el programa calcula solo teniendo en cuenta la propiedad “*Mass per Unit Volumen*” (peso específico del hormigón), del tipo de material y masas adicionales que se hayan introducido al modelo, no permite combinaciones de tipos distintos de cargas.

“*Specified load Patterns*”, el programa para el cálculo de la masa toma en cuenta la propiedad “*Weight*” del material, permite el uso de combinaciones según el tipo de carga.

Definir el tipo de masa reactiva en la estructura



Asignar el 100% de la carga muerta permanente como carga reactiva. Según, (NEC-SE-DS-, 2015, pág. 55), (Cap. 6.7.1)



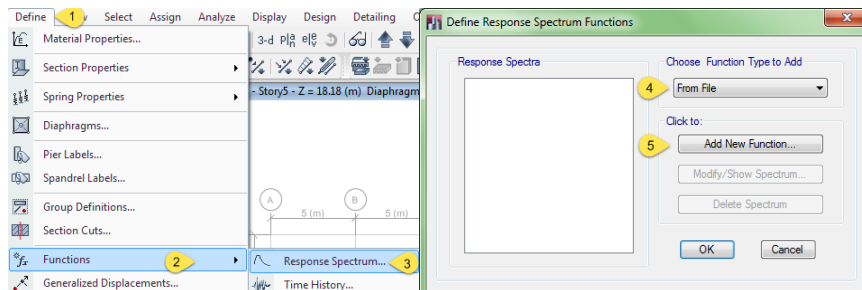
ASIGNAR EL ESPECTRO SÍSMICO DE DISEÑO

Definir espectro sísmico de respuesta estructura de la **Figura 53. Espectro Sísmico Elástico**.

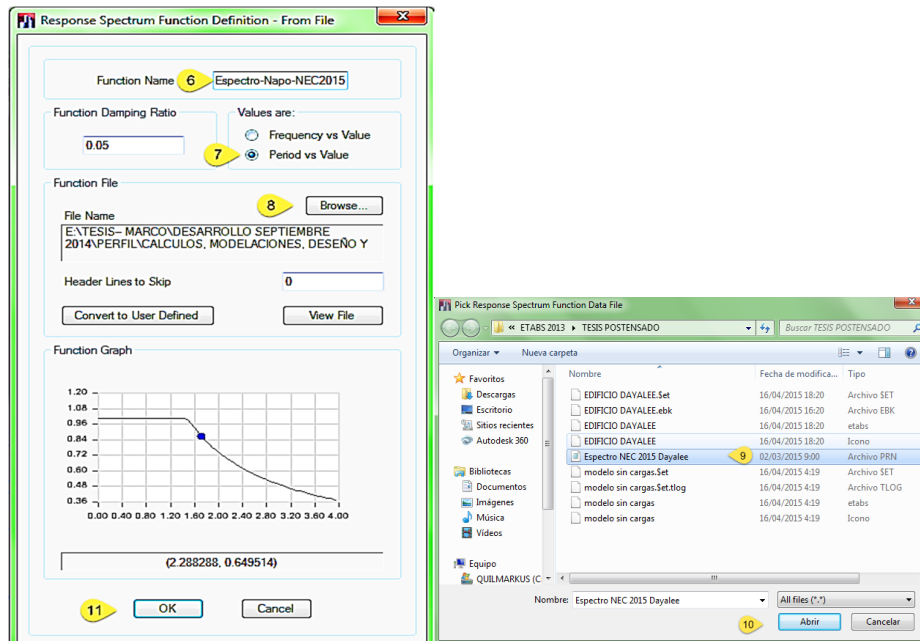
Los datos están en dos columnas, la primera deberán de ir los periodos (en segundos) y en la segunda columna los valores de la aceleración. El espectro realizado en Excel u otro programa, se deberá guardar el archivo en un formato de texto (**.txt**), separados por tabulaciones.

El dialogo “*Function Damping Ratio*”, es el valor del amortiguamiento del sistema, para edificación de concreto armado es *0.05*, en albañilería es de *0.03*. El dialogo “*Values are*” genera el espectro sísmico bajo la condición “*Period vs value*”.

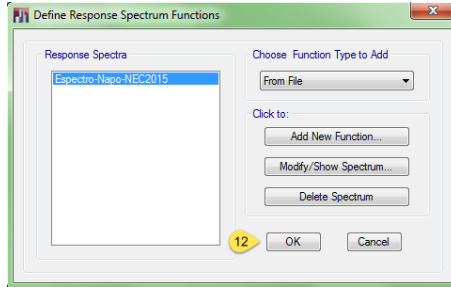
Definir el espectro de respuesta.



Exportar el espectro de respuesta previamente ya definido, desde un archivo.



Visualización del espectro de respuesta ya creado.



DEFINIR RESPUESTA ESPECTRAL PARA ANÁLISIS DINÁMICO SÍSMICO TRIDIMENSIONAL

Definir el caso modal de análisis (*vectores Ritz*), el (*U1*) es el desplazamiento en el sentido (*X*); el desplazamiento (*U2*) en el sentido (*Y*), multiplicados por la aceleración, producto de la gravedad $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ y en cada dirección agregar la función sísmica “*Espectro-Napo-NEC2015*”.

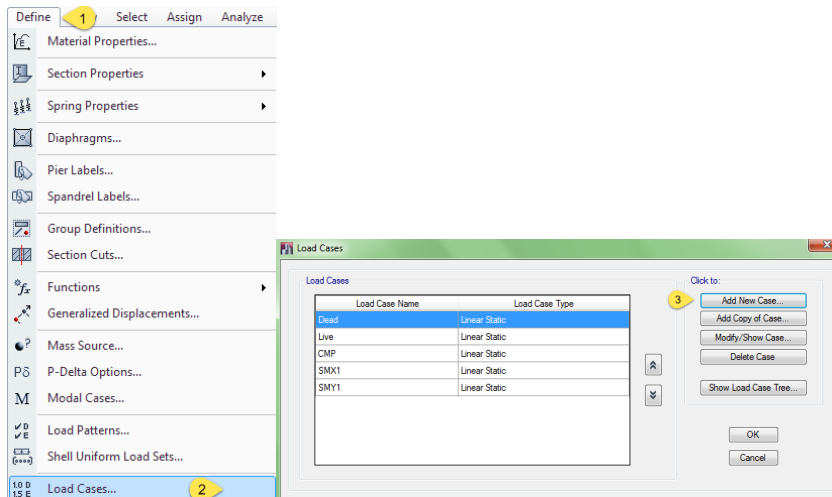
Definir la combinación modal, marcar ***CQC***, es una combinación cuadrática completa. El ***SRSS***, es la suma de las raíces de la suma de sus cuadrados.

La excentricidad es $\pm 5\%$ (0.05), el programa solo calculará cuando se asigne diafragmas rígidos a los entrepisos.

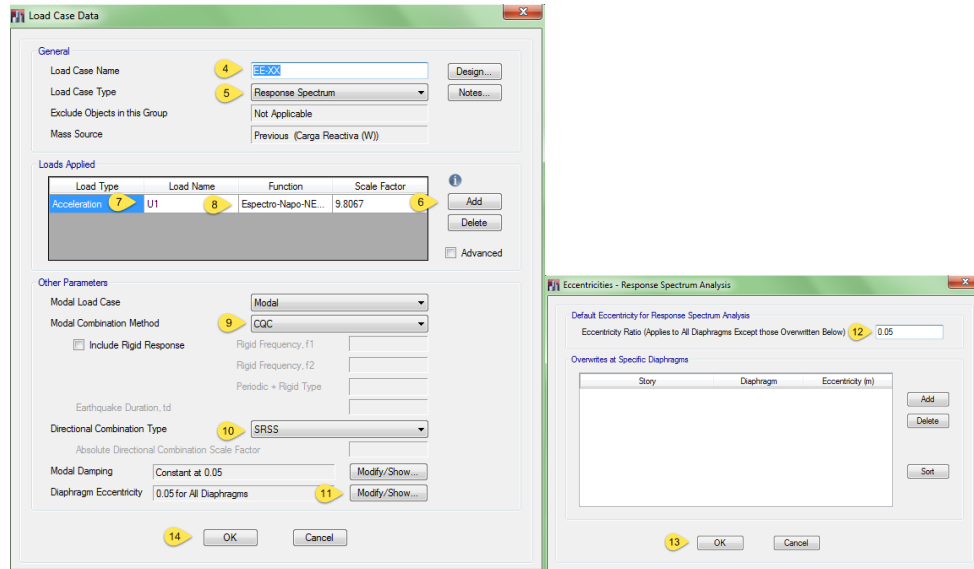
Asignar Cortante Basal Dinámico

En el sentido (*X*), definido como ***EE-XX***

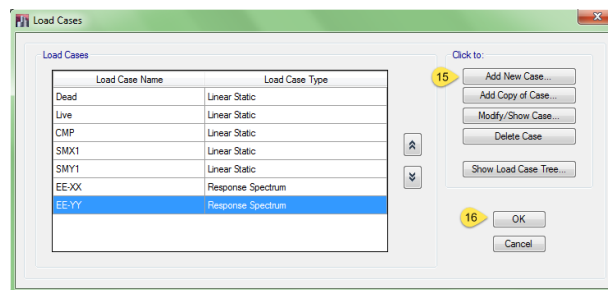
En el sentido (*Y*), definido como ***EE-YY***



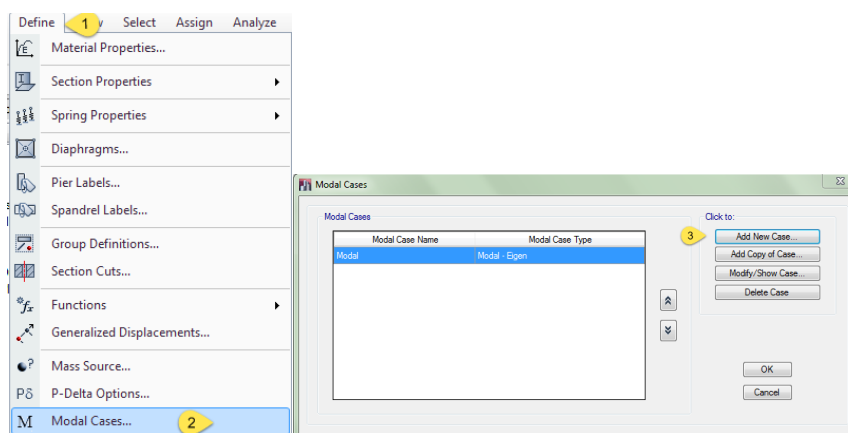
Definir cortante basal dinámico en sentido X-X.



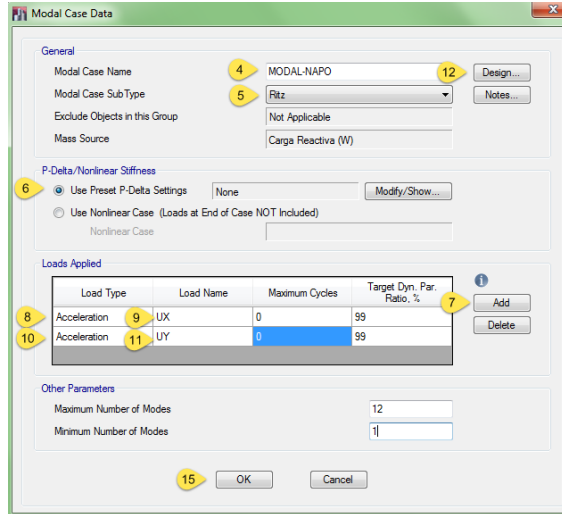
Repetir proceso para el cortante basal dinámico en sentido Y-Y.



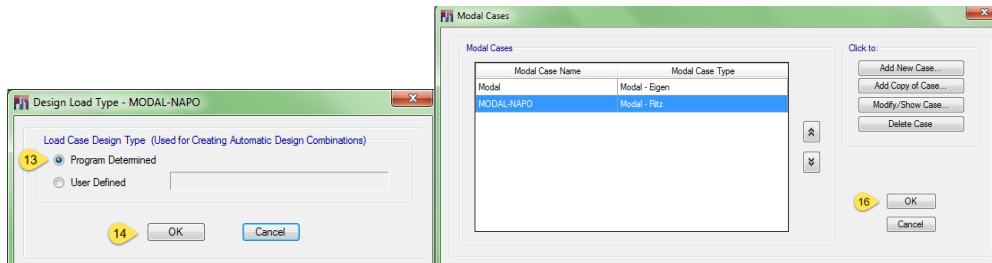
Asignar Caso Modal (*análisis basado en la aceleración espectral*)



Crear el nuevo caso modal de análisis al que será sometida la estructura.



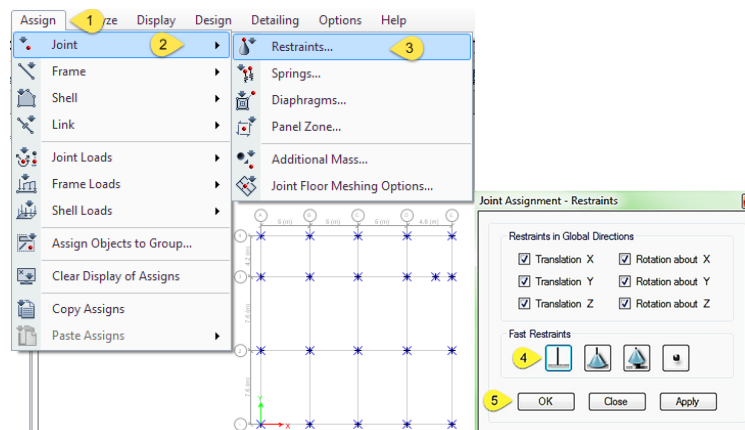
Verificar la condición que el programa determine automáticamente.



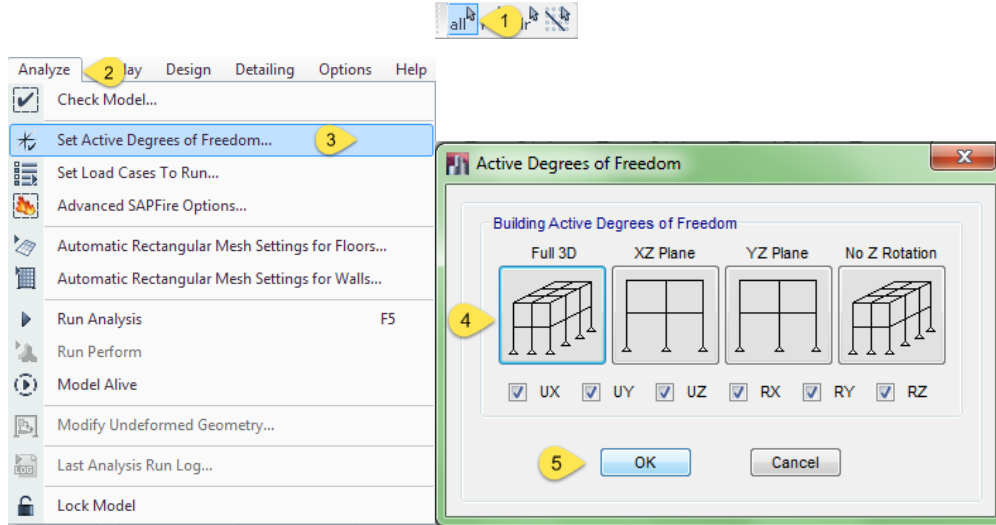
DETERMINAR CONDICIONES DE DISEÑO Y VERIFICAR LOS DATOS DE LA ESTRUCTURA

Asignar restricciones a las columnas en la base (*empotrado*).

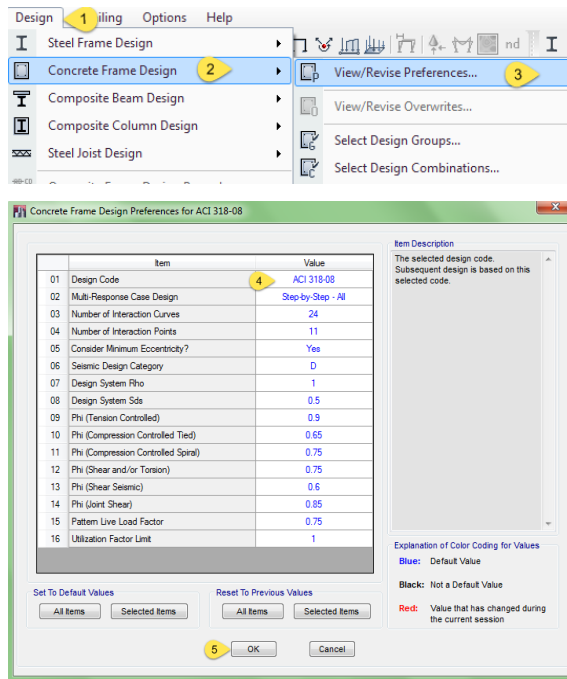
Desplazarse hasta la planta baja $N+0.00m$, seleccionar todos los elementos en contacto con este nivel.



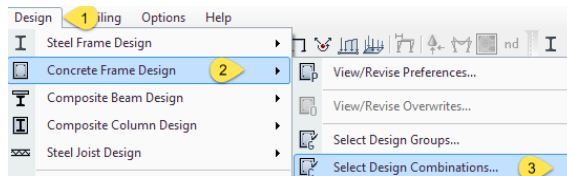
Verificar las conexiones en toda la estructura.



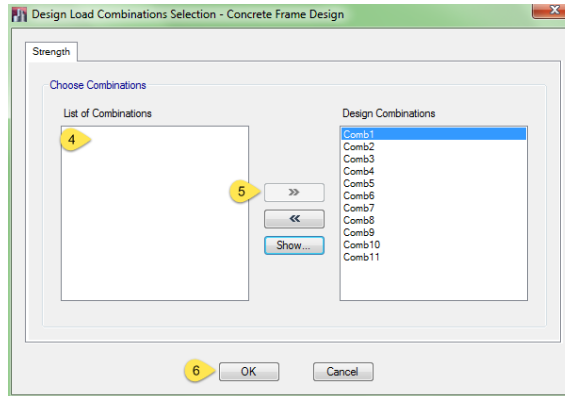
Definir código de diseño (ACI 318-08, 2008).



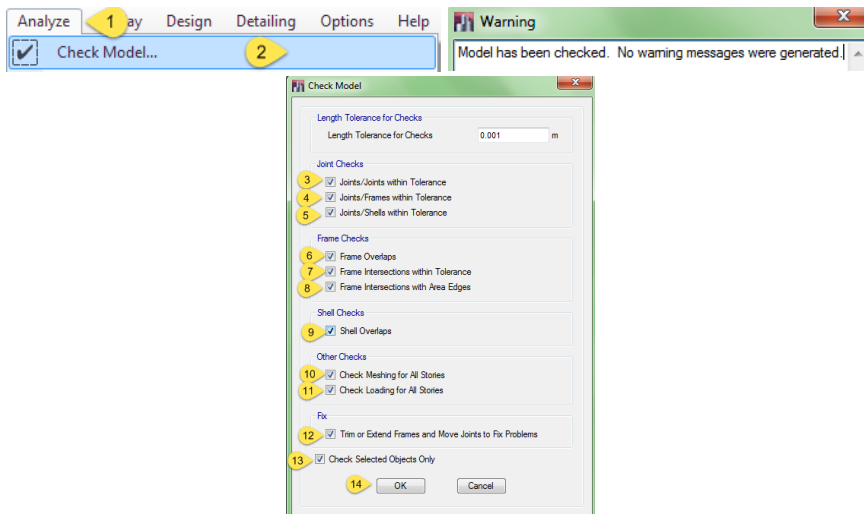
Verificar las combinaciones que serán parte del diseño.



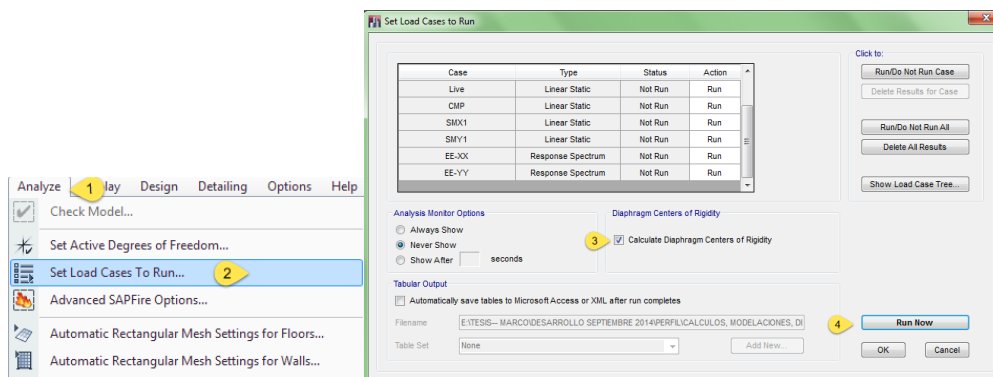
Seleccionar las combinaciones con las que se diseñará.



Verificar conexiones de elementos y sus tolerancias



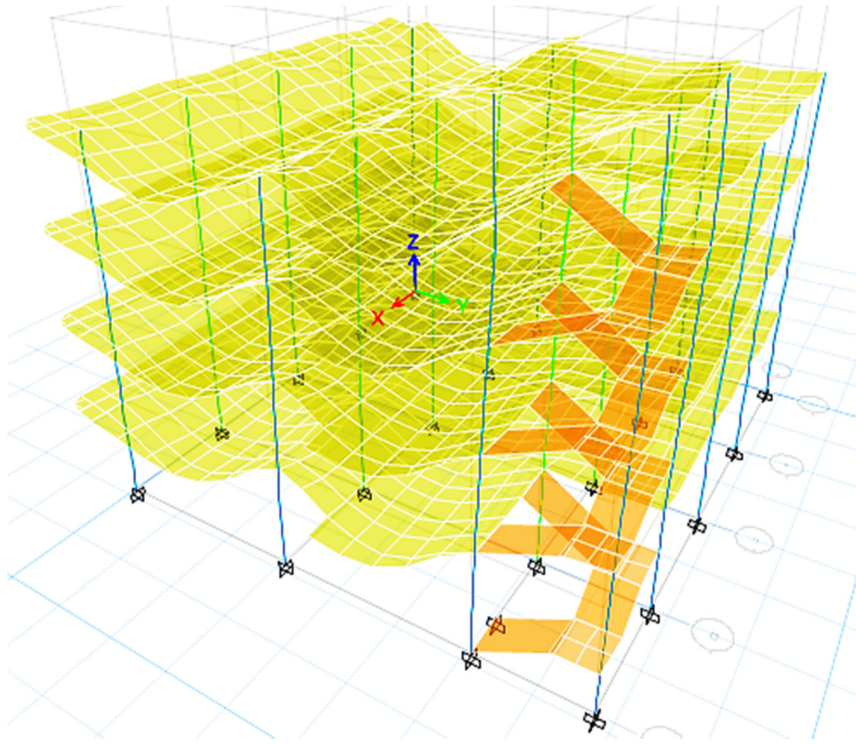
Ejecución del modelo



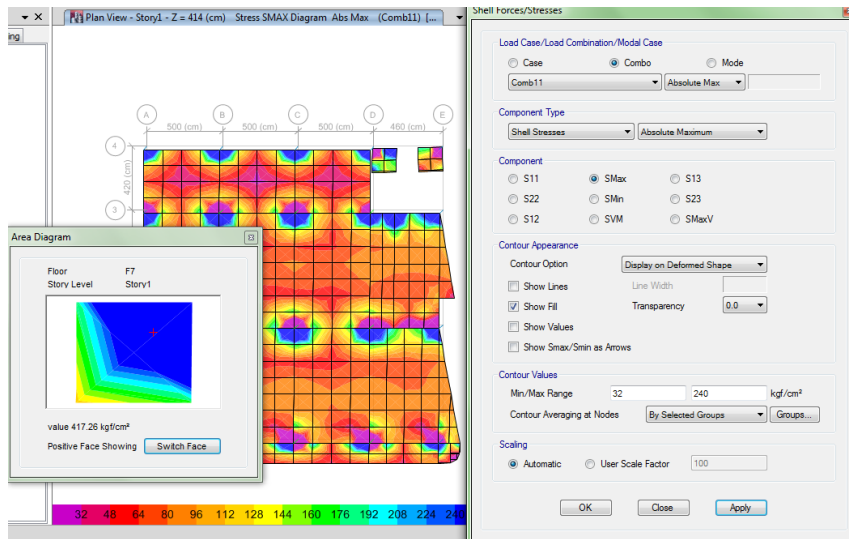
6.7.7.1.1 VISUALIZACIÓN DE RESULTADOS

ANÁLISIS:

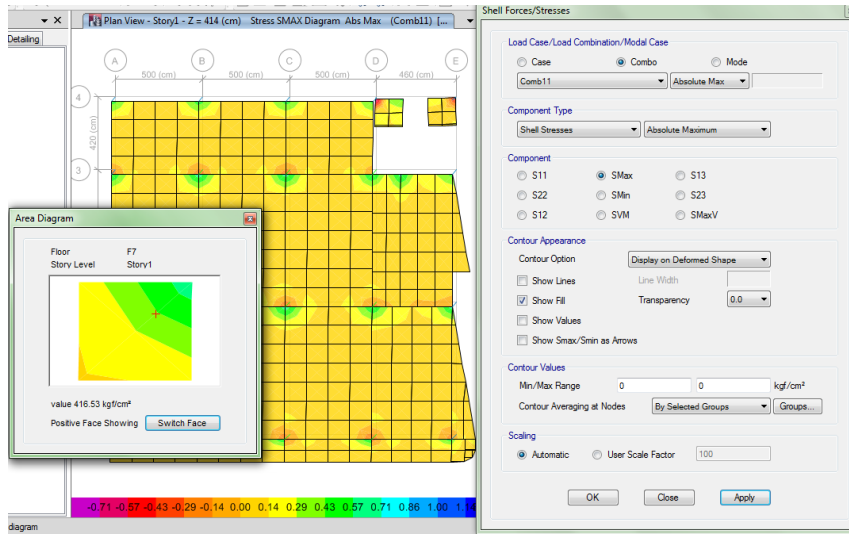
Resultado final del análisis del programa especializado *Etabs* (las deformaciones son desproporcionales, para una mayor apreciación por parte del diseñador)



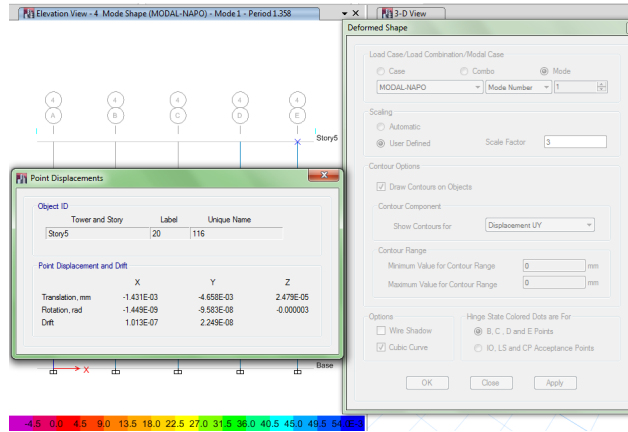
Visualización de Esfuerzos resultantes en la losa a nivel $N+7.74\text{m}$, bajo la combinación (*Comb11* (envolvente)), “el esfuerzos mínimos y máximos del hormigón Preesforzado del (ACI 318-08, 2008, págs. 296-297), esfuerzos en tensión Cap. 18.3.3 y esfuerzos en compresión Cap. 18.4.2”



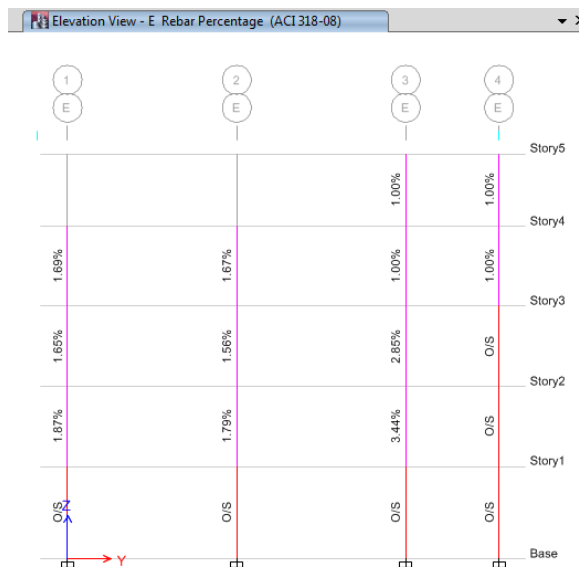
Visualización de Esfuerzo actuante sin restricciones



Visualización de derivas en el eje 4, bajo la combinación envolvente (Comb11)



Visualización, capacidad de Columnas



6.7.7.1.2 COMPROBACIÓN Y VERIFICACIÓN DE RESULTADOS

Elemento *Slab*

La concentración de grandes esfuerzos en los alrededores de las columnas, provocan el corte a punzonamiento. Aplicando la *Ec. 2*, se determinó una área de acero de $A_s = 6.75\text{cm}^2$, en cada sentido. Su modelación y diseño será en *Safe 2014*

Derivas de Piso

La deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso en el (NEC-SE-DS-, 2015, pág. 40), (*Cap. 4.2.2*) de $\Delta_M \cdot \text{max} = 0.02$, es la condición de las derivas inelástica. ("*MODAL-NAPO*"), ($h=18.18\text{m}$).

Las derivas son las siguientes:

$$\begin{aligned} \Delta_{X-Y} &< \Delta_M \cdot \text{max} \\ \Delta_X = 0.00143 &< \Delta_M \cdot \text{max} = 0.02 \quad \text{cumple "ok"} \\ \Delta_Y = 0.00465 &< \Delta_M \cdot \text{max} = 0.02 \quad \text{cumple "ok"} \end{aligned}$$

Elementos *Frame*

La gran mayoría de columnas de la planta baja, no cumplen con la capacidad. El reforzamiento requerido excede al máximo permitido.

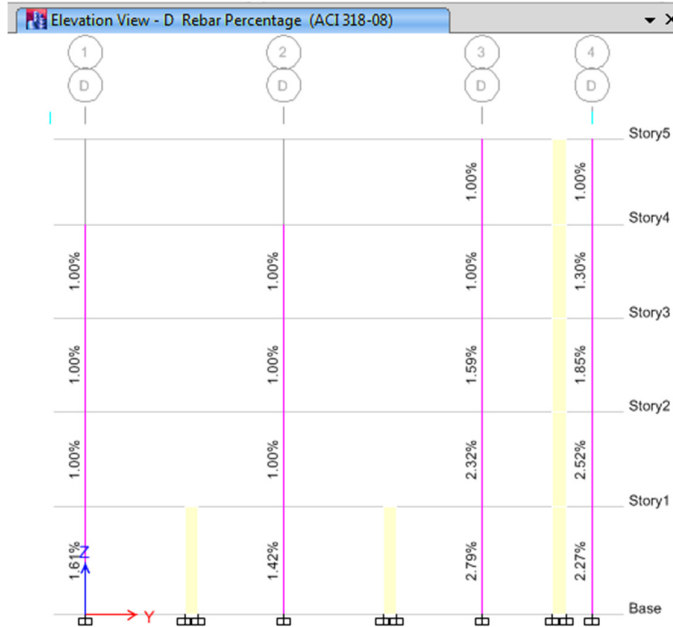
La posible solución serán muros estructurales o diafragmas de corte.

Se realizará una verificación en los planos arquitectónicos y se colocaran los muros estructurales de corte, en las paredes de altura completa. Los muros de corte estarán en los ejes de la dirección (*X*), para absorber en el sentido transversal de la estructura donde sus luces son mayores aumentando el cortante basal dinámico sísmico.

El factor de reducción de carga sísmica de la **Tabla 42. Coeficiente *R* para sistemas dúctiles**, es un valor muy castigador (" $R=5$ "), para este tipo de estructuras.

Las columnas pre-diseñada no cambiaran las secciones, como parte de la solución serán colocados muros de corte de espesor igual a la pared ($e=20\text{cm}$), solo en la planta baja y en el ducto de gradas se extenderán hasta el último piso.

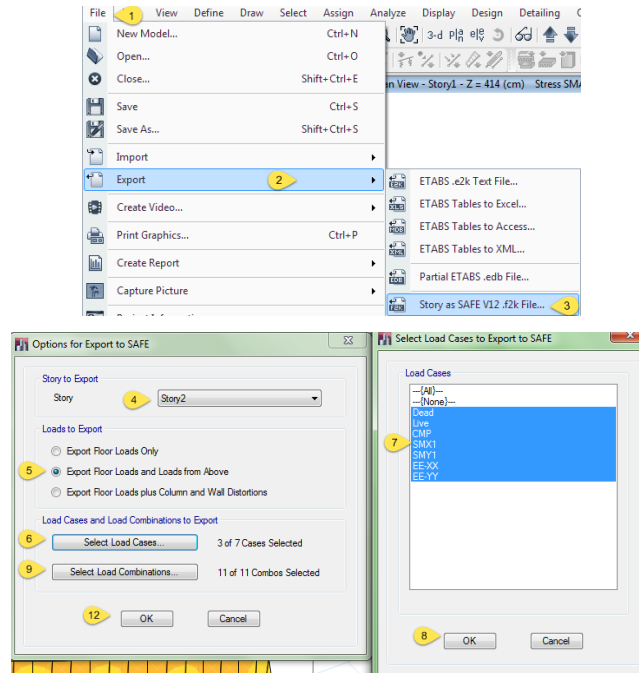
Visualización, capacidad de columnas.



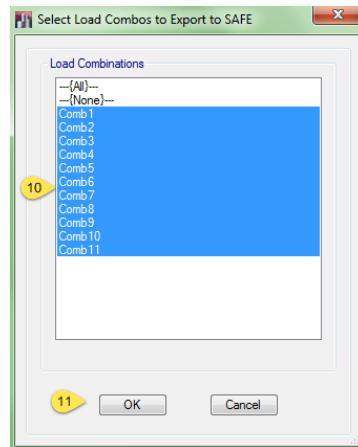
6.7.7.2 MODELACIÓN LOSA POSTENSADA

El proceso de asignación de materiales, propiedades y características, se detallarán los faltantes para cumplir con las características del Preesfuerzo.

Exportar desde el programa especializado *Etabs*, el nivel de losa ($N+7.74$)



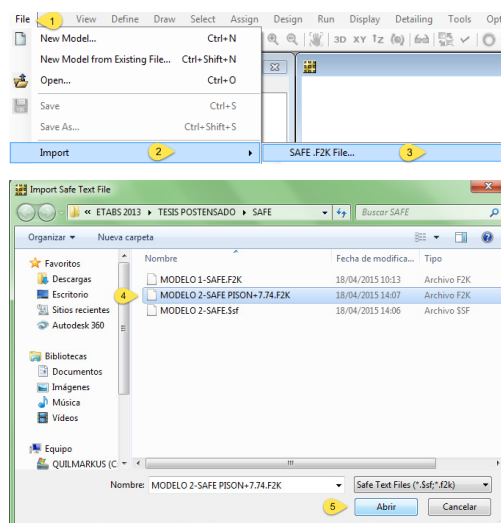
Seleccionar los casos de carga junto con sus combinaciones y guardar bajo el nombre: *(MODELO 2-SAFE PISO N+7.74.F2K)*



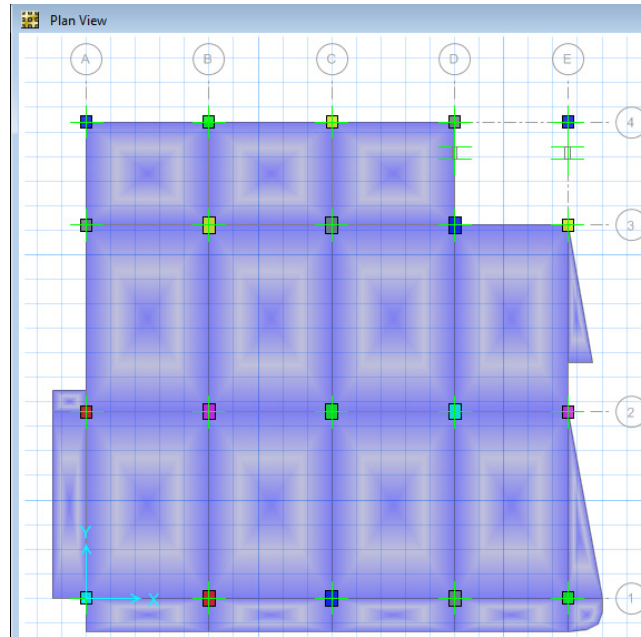
Abrir el programa especializado



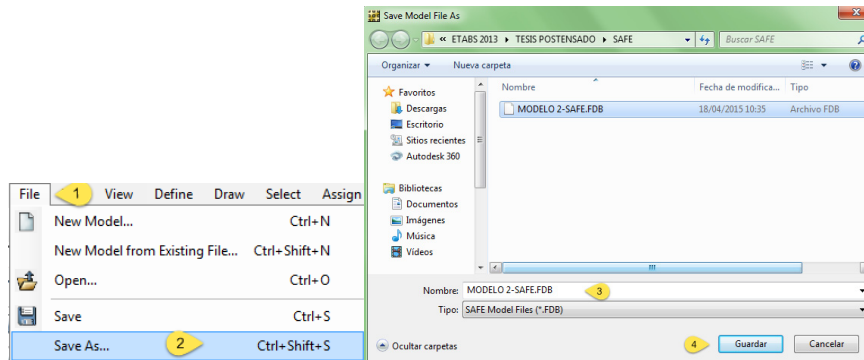
Importar el modelo bajo de nombre: *(MODELO 2-SAFE PISO N+7.74.F2K)*



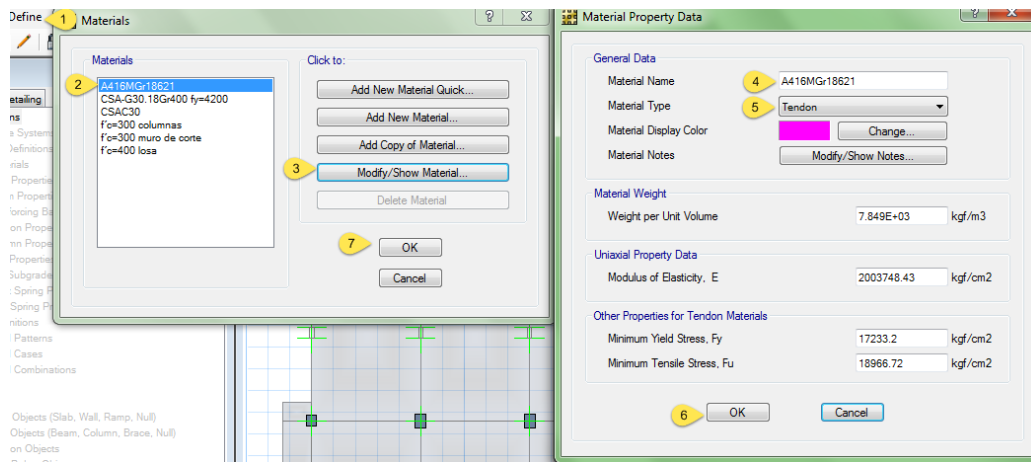
Visualización general del entrepiso N+7.74



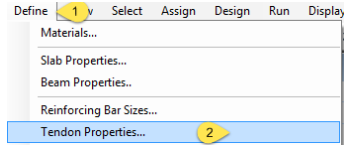
Guardar el modelo



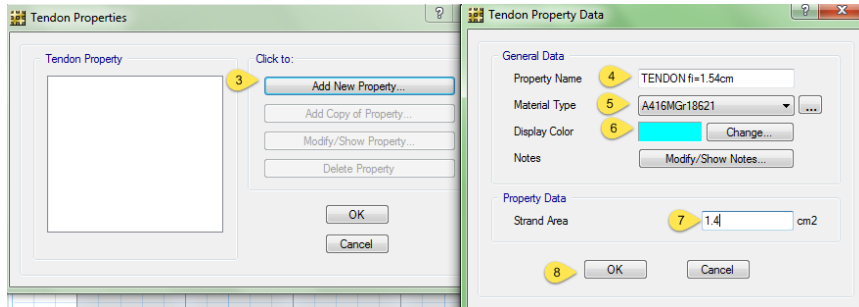
Definir material de preesforzado



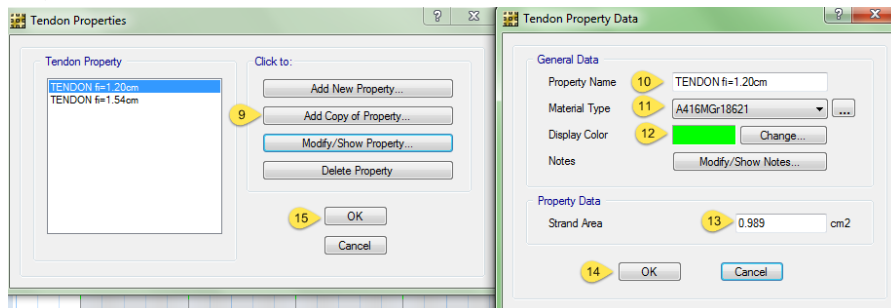
Definir, propiedad del Torón.



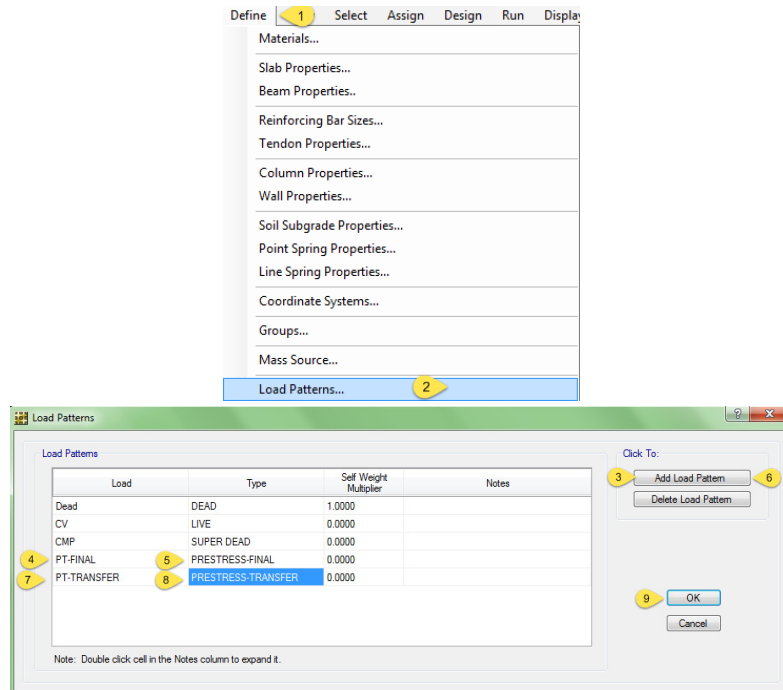
Definir, torón de diámetro $\varnothing=1.54\text{cm}$.



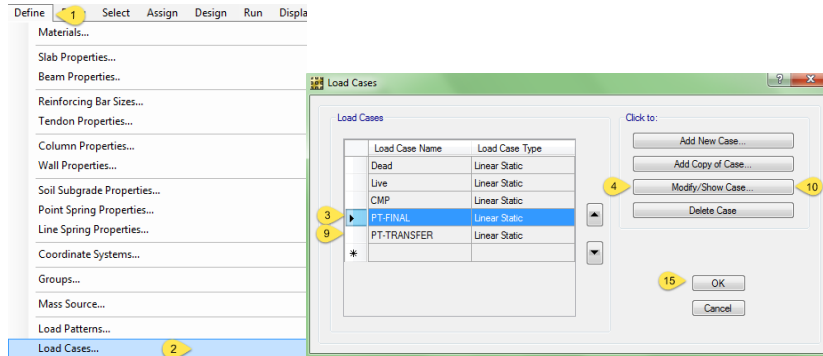
Definir, torón de diámetro $\varnothing=1.20\text{cm}$.



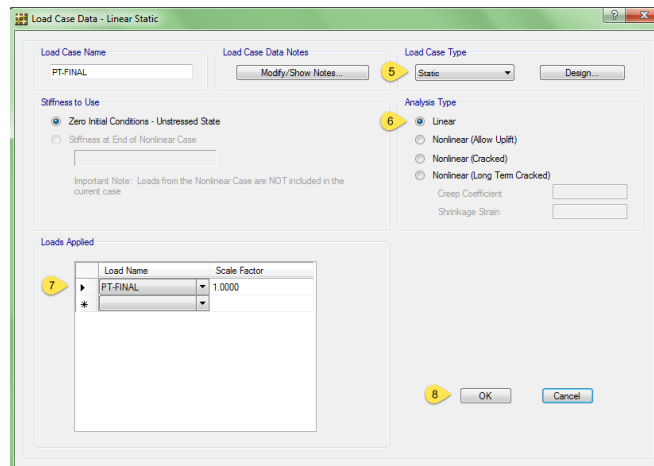
Definir, patrones de carga estática e hiperestática de preesfuerzo.



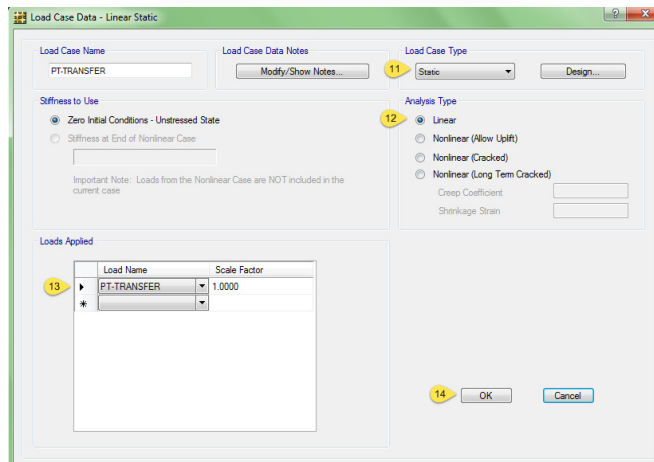
Definir casos de carga.



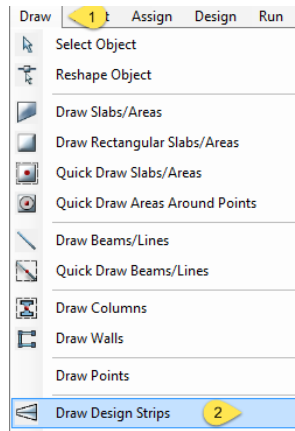
Definir, caso de tensado final del torón en el rango lineal del material.



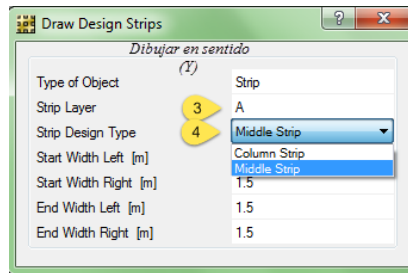
Definir, caso de transferencia de esfuerzo del torón al hormigón en el rango lineal del material.



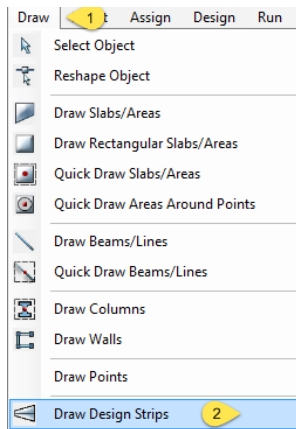
Dibujar la franja de diseño, sentido (Y) perpendicular a (X). (Tiras o bandas de diseño)



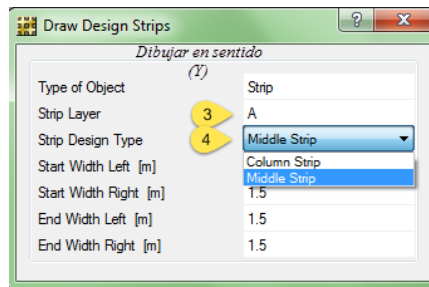
- 1.) Definir la franja de diseño "Strip Design Type", constan de 2 formas,
"Middle strip" (bandas medias), (tendón sin excentricidad)
"Column strip" (bandas entre columnas), (tendón con excentricidad)
- 2.) Definir la capa en la banda "strip layer (A)" (**carga permanente**)
- 3.) Dibujar en sentido (Y), asignar a lo largo del eje A, B, C, D, E



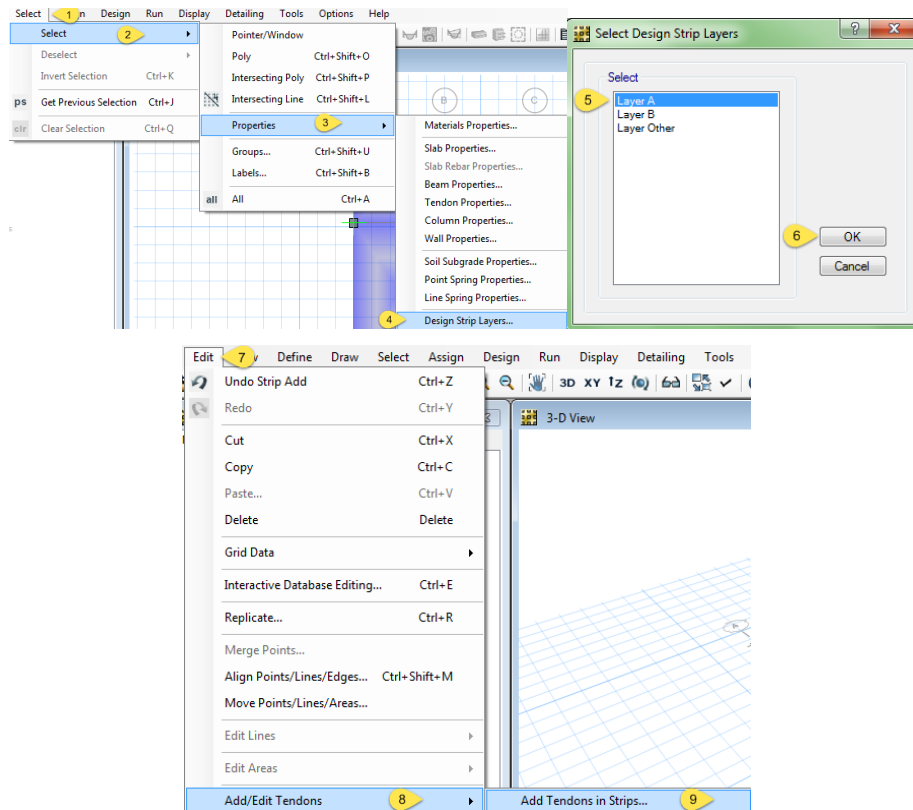
Dibujar la franja de diseño, sentido (X) perpendicular a (Y). (Tiras o bandas de diseño)



- 1.) Definir la franja de diseño "Strip Design Type", constan de 2 formas,
"Middle strip" (bandas medias), (tendón sin excentricidad)
"Column strip" (bandas entre columnas), (tendón con excentricidad)
- 2.) Definir la capa en la banda "strip layer (B)" (**carga viva**)
- 3.) Dibujar en sentido (X), asignar a lo largo del eje 1, 2, 3, 4



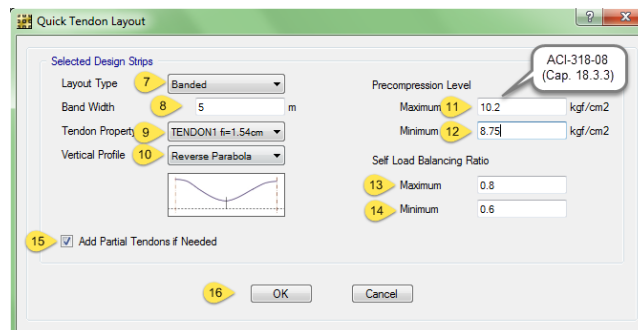
Asignar torones a la franja de diseño, (*sentido Y*)



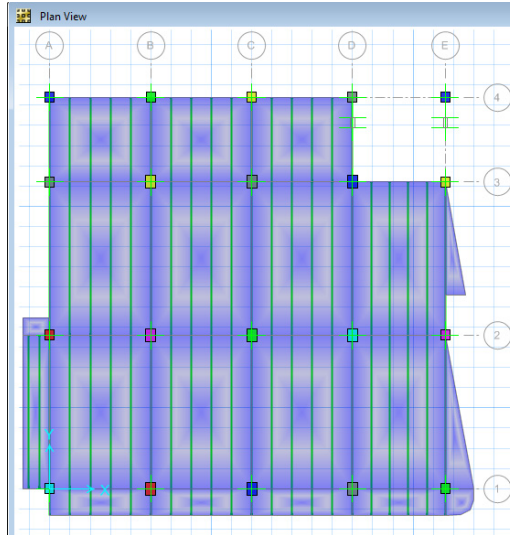
El dialogo “*Layout Type*”, define la distribución del torón (*carga permanente, sentido (Y)*). **Figura 42. Trayectoria del Torón sentido Y**

El dialogo “*Add Partial Tendons if Needed*”, añade tendones parciales si es necesario al momento del cálculo.

El dialogo “*Banded*”, define como viga banda, a esa franja

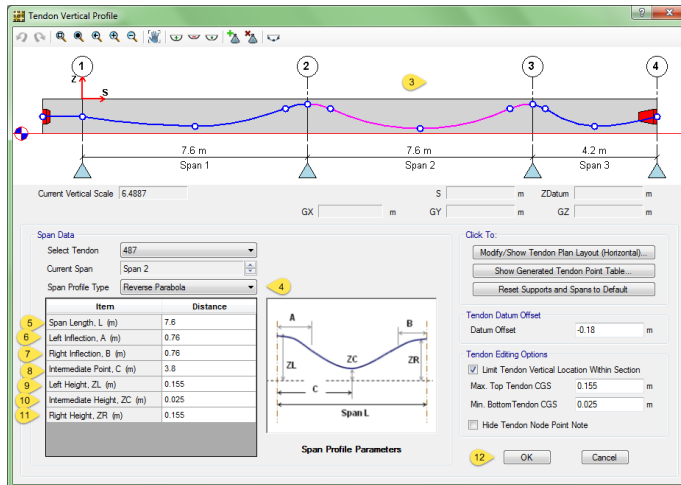
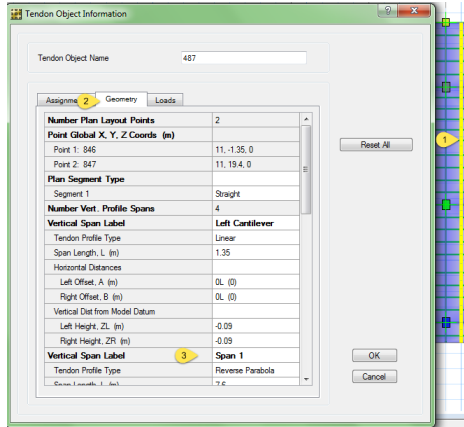


Visualización de torones en la franja, (*sentido Y*)

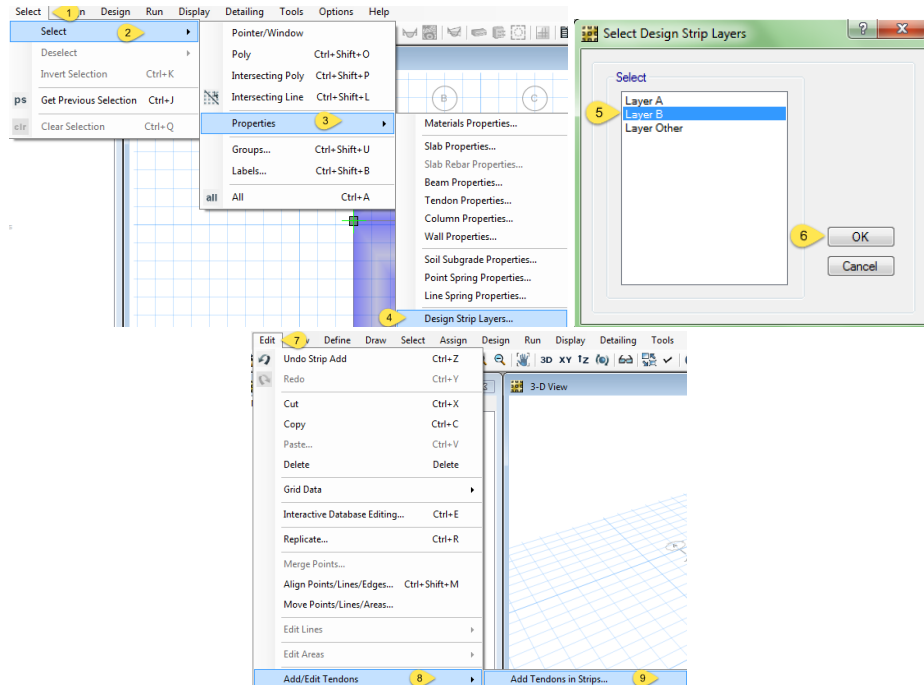


Visualización de la forma del perfil vertical del tendón, (*sentido Y*)

Seleccionar un torón >> clic izquierdo



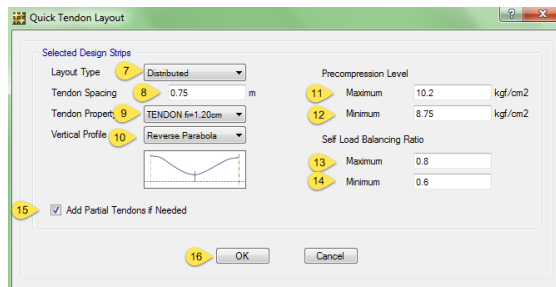
Asignar torones a la franja de diseño, (sentido X)



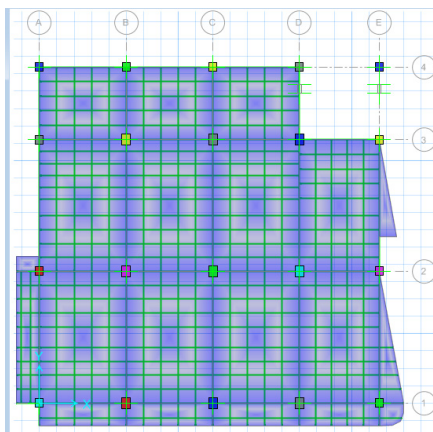
El dialogo “Layout Type”, define la distribución del torón (*carga viva, sentido X*).

Figura 46. Trayectoria del Torón sentido X

El dialogo “Distributed”, define distribuido a esa franja

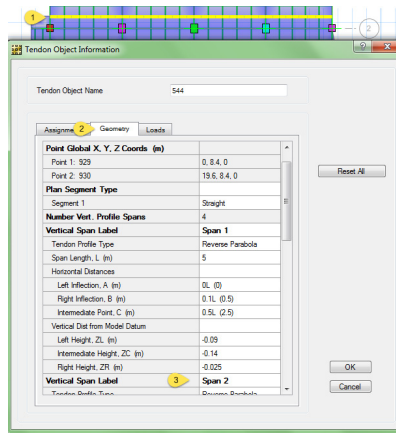


Visualización de torones en la franja, (sentido X)

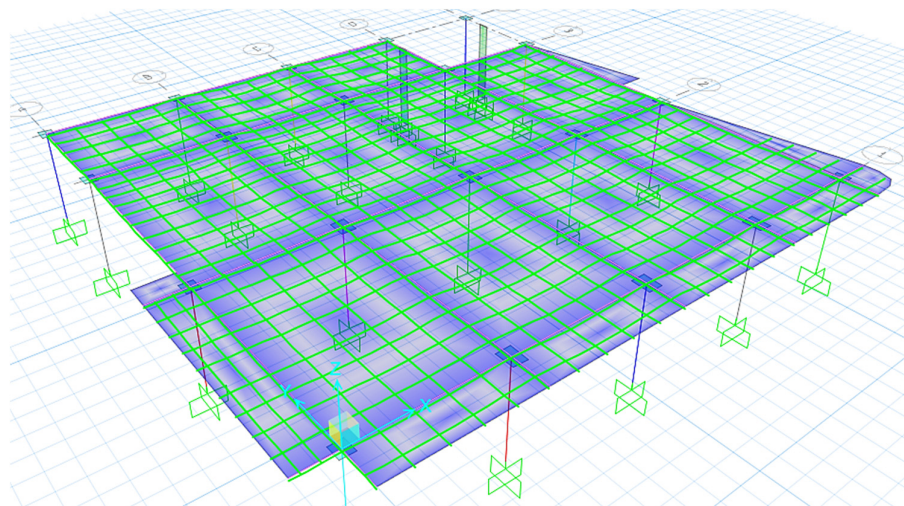


Visualización de la forma del perfil vertical del tendón, (*sentido X*)

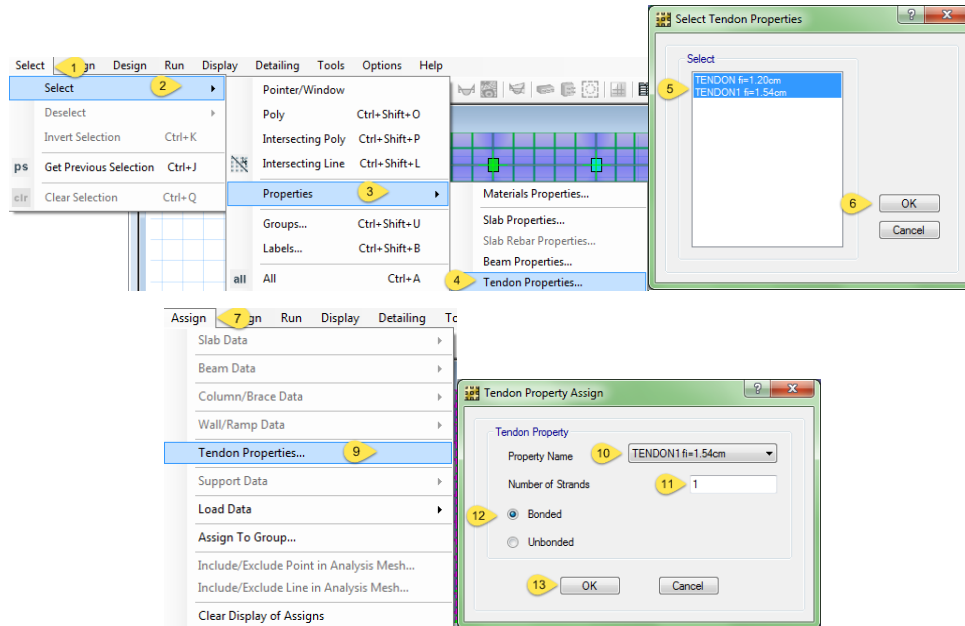
Seleccionar un torón >> clic izquierdo



Visualización de la estructura en 3D

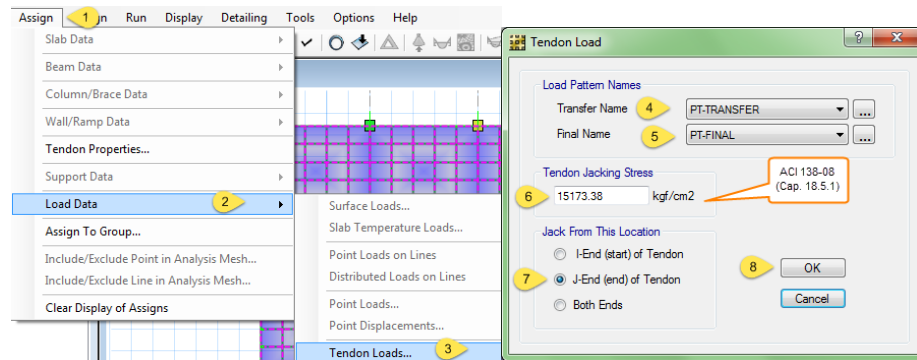


Definir la condición de los torones adheridos *“inyectados lechada”*



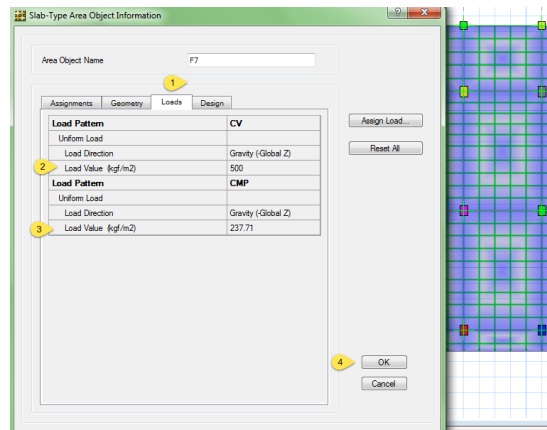
Definir rango máximo de esfuerzo al aplicar el gato hidráulico

Menu Select >> Select >> Tendon properties >> Select “seleccionar los torones”

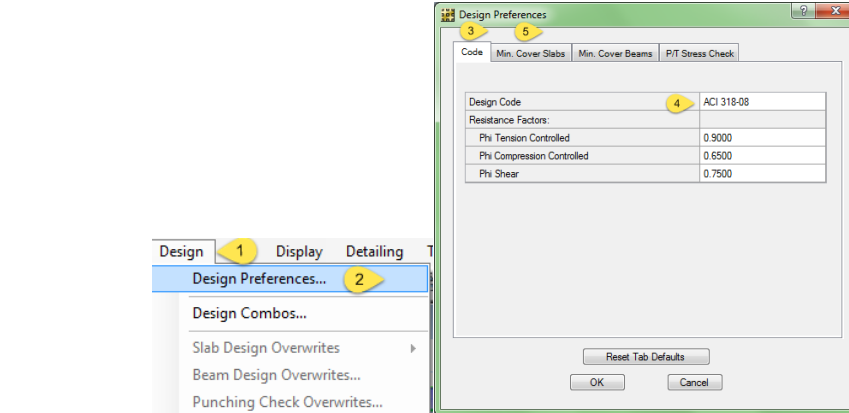


Verificación de cargas

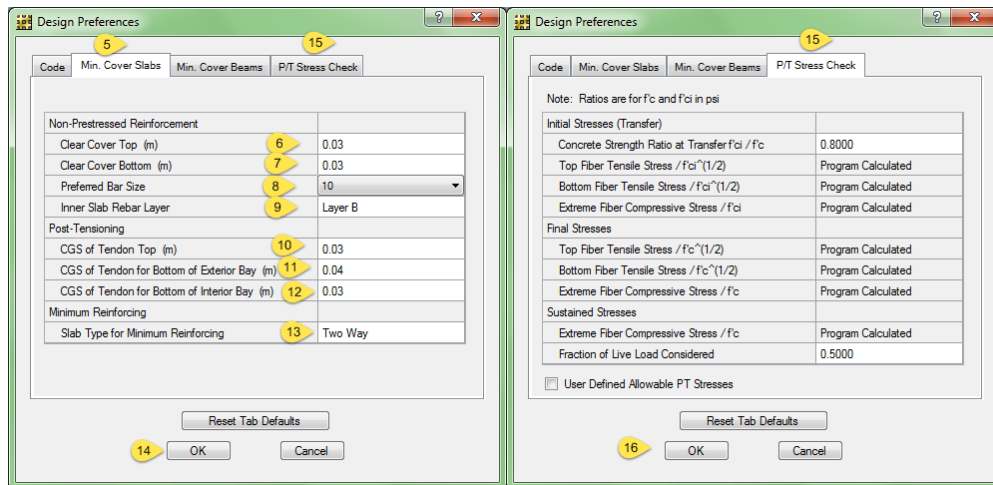
Seleccionar un elemento Slab “losa h=18cm” >> clic izquierdo



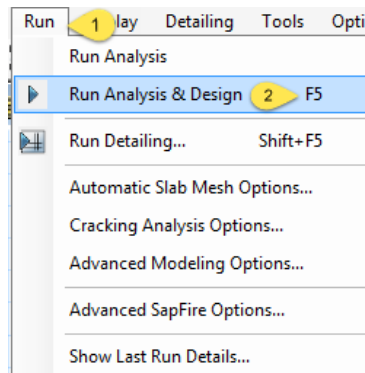
Seleccionar el código de diseño (ACI 318-08, 2008)



Definir los recubrimientos mínimos y el esfuerzo promedio de trabajo del hormigón bajo las cargas más severas durante la vida útil de la estructura.



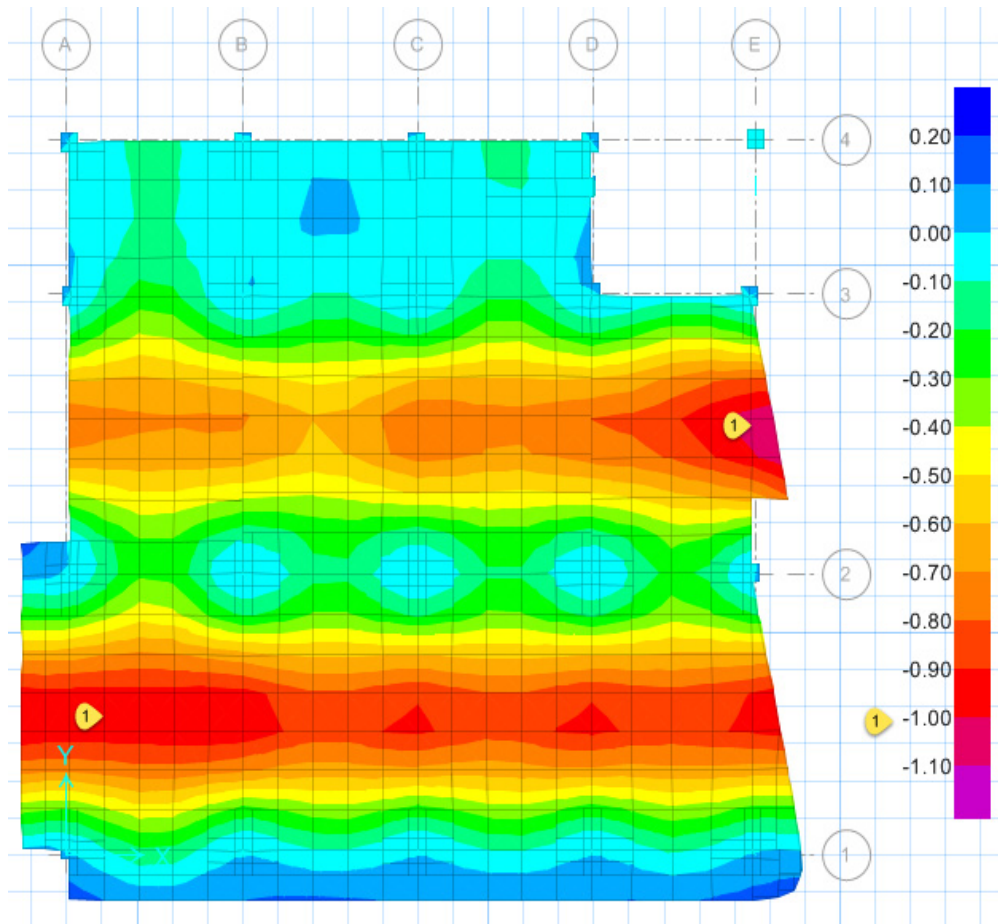
Análisis del modelo



6.7.7.2.1 VISUALIZACIÓN DE RESULTADOS

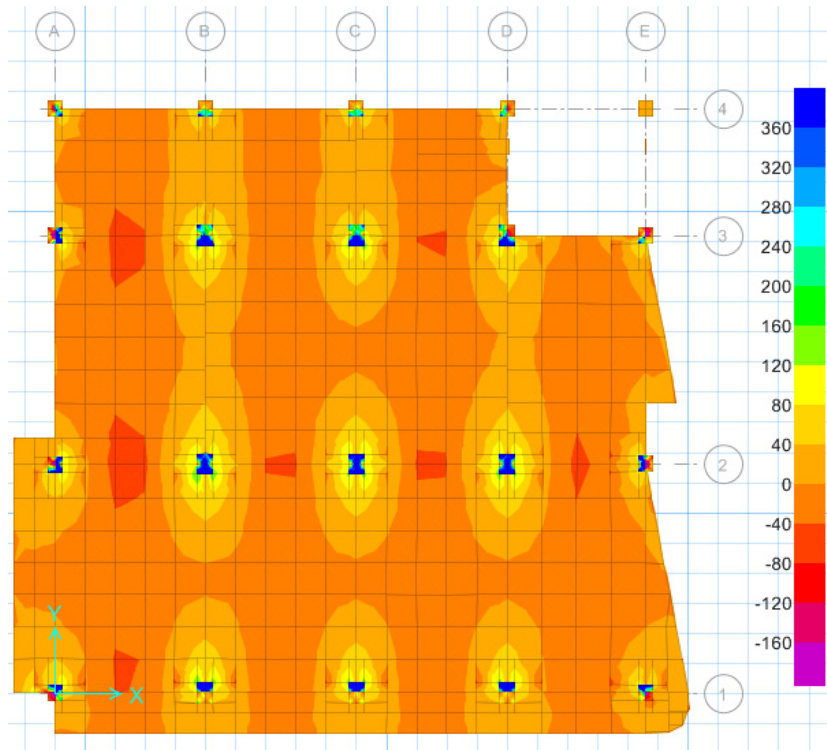
ANÁLISIS:

El resultado final del análisis del programa especializado *Safe 2014*, bajo la combinación más severa de carga. (*comb2 (U=1.2D+1.2CMP+1.6CV)*) (las deformaciones son desproporcionales, para una mayor apreciación por parte del diseñador), escala en centímetros (cm)

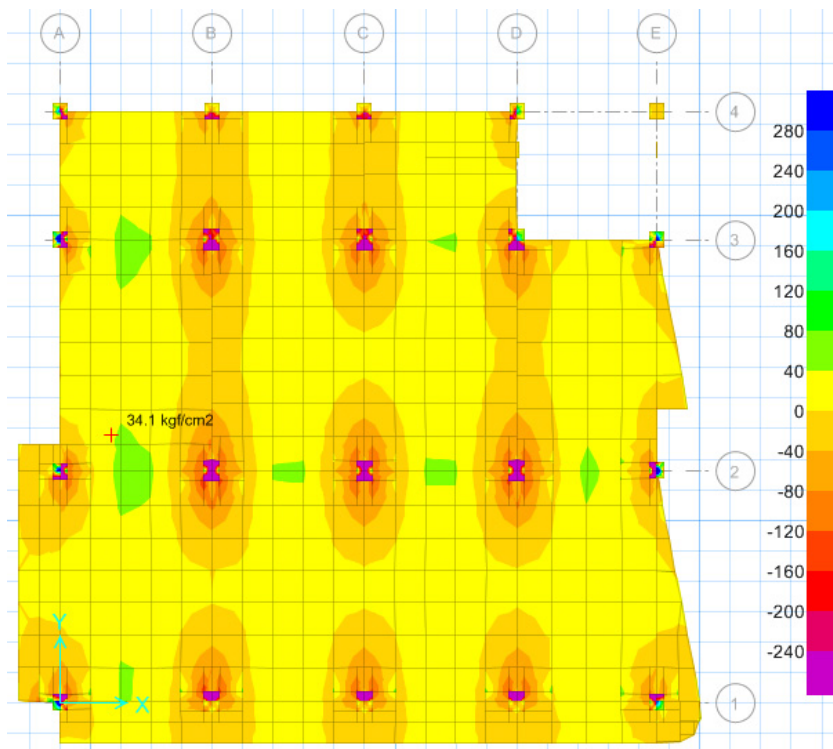


La visualización de Esfuerzos resultantes en la losa a nivel $N+7.74\text{m}$, bajo la combinación (*comb2 (U=1.2D+1.2CMP+1.6CV)*), “el esfuerzos mínimos y máximos del hormigón Preeforzado del (ACI 318-08, 2008, págs. 296-297), esfuerzos en tensión Cap. 18.3.3 y esfuerzos en compresión Cap. 18.4.2”, se demuestran a continuación y están dentro del rango admisible.

Esfuerzos en las fibras superiores (*Compresión*), escala en Kg/cm²



Esfuerzos en las fibras inferiores (*Tensión*), escala en Kg/cm²



6.7.7.2.2 COMPROBACIÓN Y VERIFICACIÓN DE RESULTADOS

La deflexión máxima, de la **Tabla 30. Deflexión máxima admisible calculada** (ACI 318-08, 2008, pág. 131) (*Cap. 9.5.3-Tabla9.5 (b)*), y es Δ_{adm} .

Se compara la deflexión máxima registrada en la losa proveniente del programa especializado Safe 2014 ($\Delta_{cal.}$), bajo la combinación más crítica.

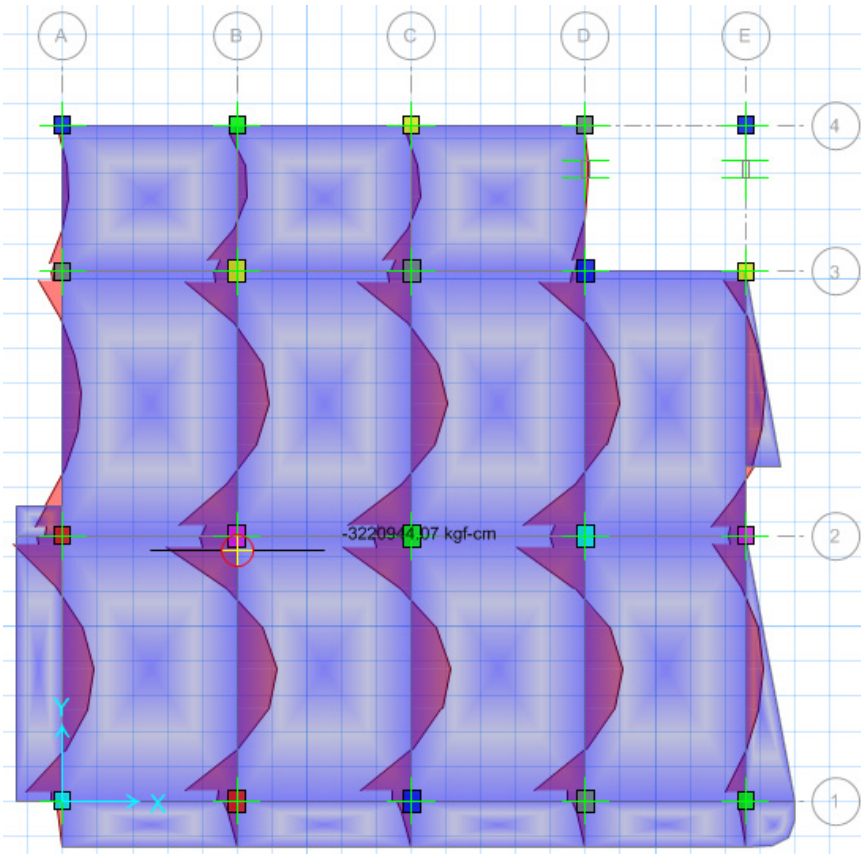
$$\begin{aligned}\Delta_{cal.} < \Delta_{adm.} &\approx ok \\ 1.10cm < \frac{760cm}{480} &\approx ok \\ 1.10cm < 1.53cm &\cong ok\end{aligned}$$

Losa Postensada (*POST-TENSION*)

Elemento *Slab*

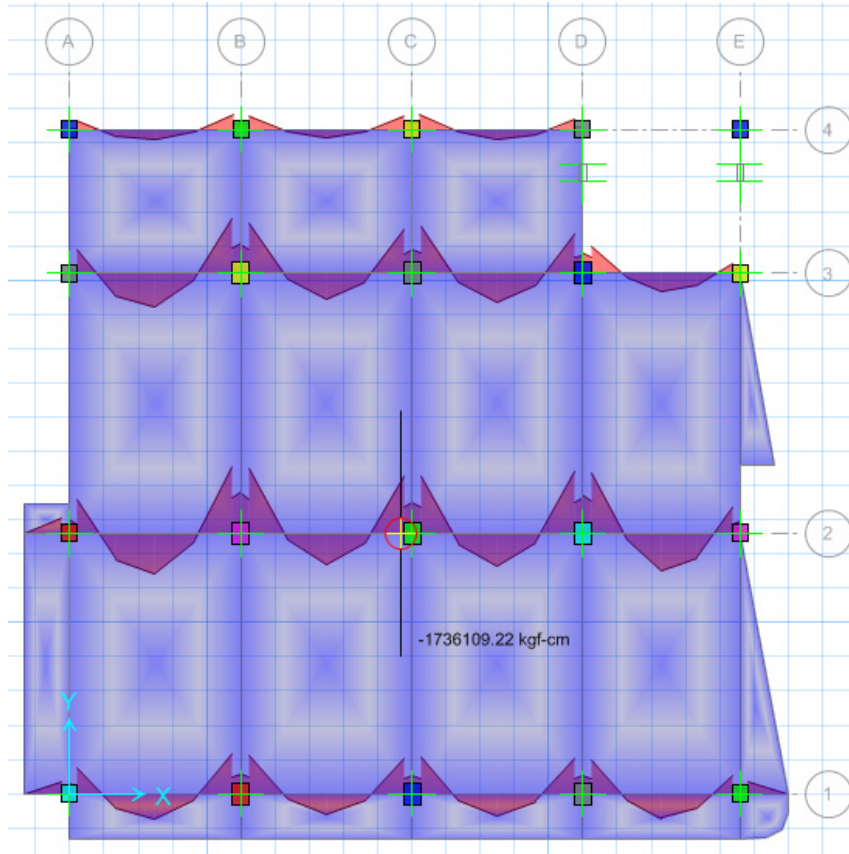
Visualización y verificación de momentos de diseño de la franja (*A*) (*sentido Y*), bajo la combinación (*comb2* ($U=1.2D+1.2CMP+1.6CV$))

$$M_{software} = 3563695.66 \text{ Kg} - \text{cm} \cong 35.64 \text{ T} - \text{m}$$



Visualización y Verificación del momento de diseño de la franja (B) (sentido X),
bajo la combinación (comb2 (U=1.2D+1.2CMP+1.6CV))

$$M_{software} = 1736109.22 \text{ Kg} - \text{cm} \cong 17.36 \text{ T} - \text{m}$$



ANÁLISIS:

La franja más demandada, (franja (A)) es la de mayor momento. Se verificara el momento determinado en el programa especializado, con el aplicando por la *Ec.4*, bajo la misma combinación (comb2 (U=1.2D+1.2CMP+1.6CV))

Se determinó:

$$\text{Aplicando la } \textit{Ec. 4}, \text{ se determinó: } M_u = 25.72 \text{ T} - \text{m}$$

$$\text{Aplicando el programa, se determinó: } M_{software} = 35.64 \text{ T} - \text{m}$$

Aplicando la *Ec. 5*, determina el momento resistente nominal, en función del acero de preesfuerzo, la sección de losa y con el factor $\phi = 0.90$, para flexión.

$$\text{Aplicando la } \textit{Ec. 5}, \text{ se determinó: } M_{Ru} = 36.54 \text{ T} - \text{m}$$

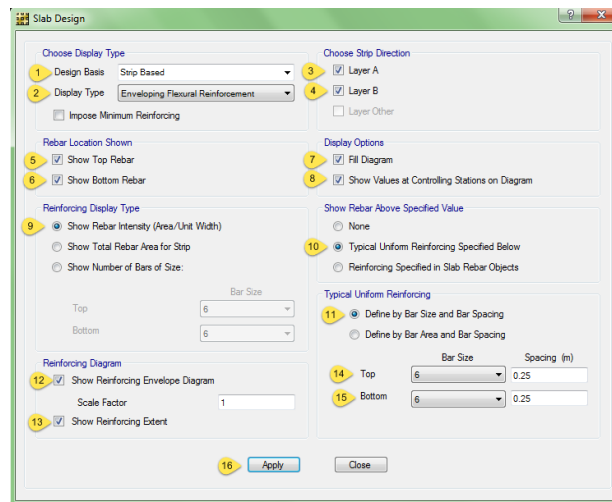
$$\text{Aplicando el programa, se determinó: } M_{software} = 35.64 \text{ T} - \text{m}$$

6.7.7.3 DISEÑO, LOSA POSTENSADA (POST-TENSION)

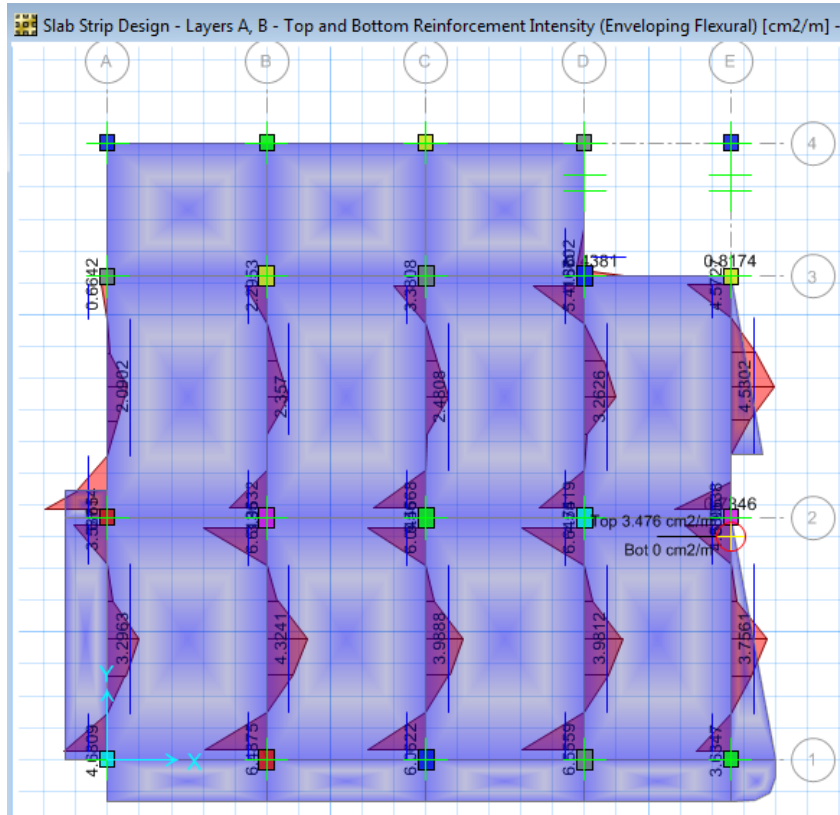
El programa especializado *SAFE 2014*, permite calcular bajo dos condiciones al elemento preesforzado.

Basado en Elementos finitos “*Finite Element Based*”

Basado en Franjas (basado en tiras o franjas) “*Strip Based*”



Visualización de Refuerzo en Acero de fluencia de $f_y=4200\text{Kg/cm}^2$



ANÁLISIS:

La *franja (A)*, en sentido (*Y*), expresa que necesita acero dulce a lo largo de su eje.

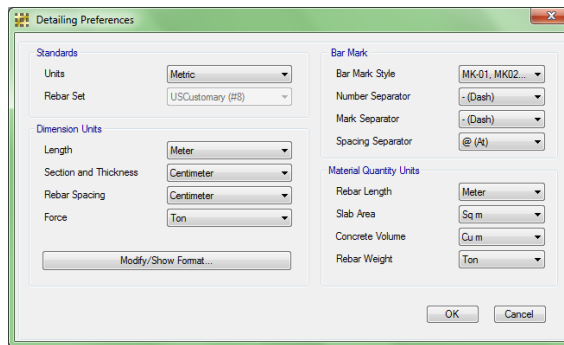
El programa determinó un área de $A_s = 4.32\text{cm}^2$

La *franja (B)*, en sentido (*X*), no expresa un área de acero dulce a lo largo de su eje. Aplicando la *Ec.2*, se determinó un área en la cabeza de columna de $A_s = 6.75\text{cm}^2$, se colocara $6\phi 12 @ 15\text{cm}$, a lo largo solo de los ejes A, B, C, D, E

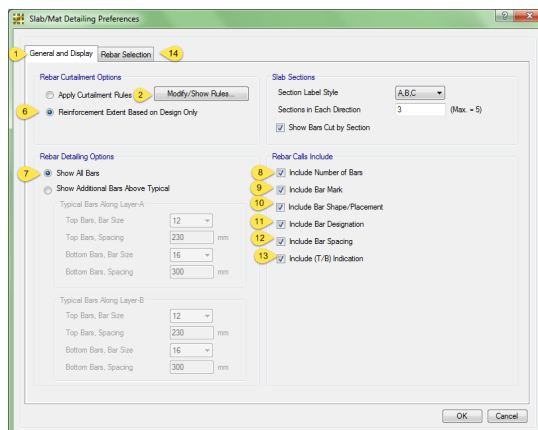
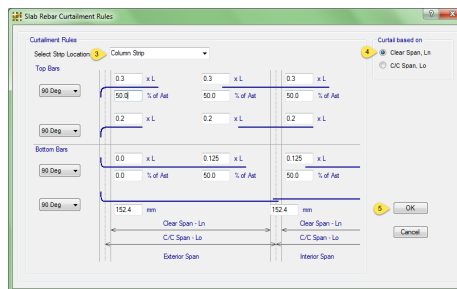
6.7.7.3.1 OBTENCIÓN DE PLANOS PROVENIENTES DEL SAFE

Configurar Unidades

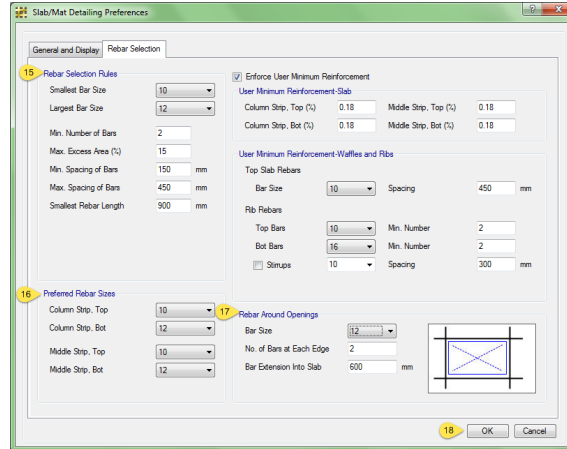
Menu Detailing >> Detailing Preferences



Menu Detailing >> Slab/Mat Reinforcing Preferences

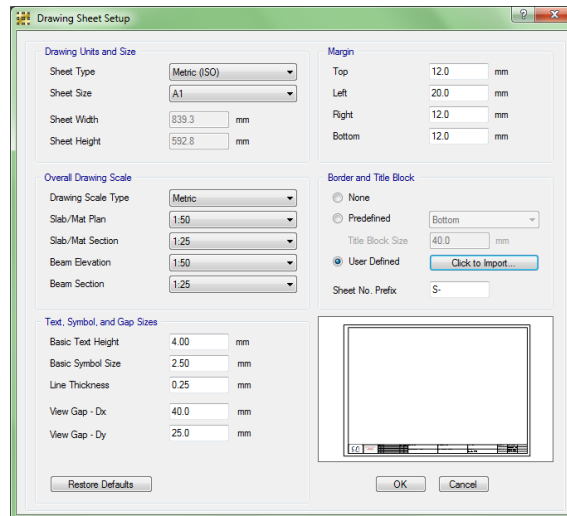


Configurara las disposiciones de armaduras a colocar en el elemento estructural



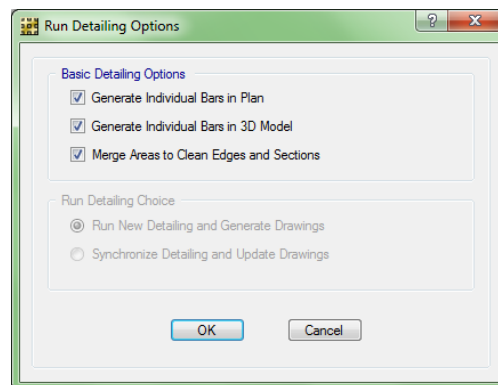
Configurar formato de lámina A1

Menu Detailing >> Drawing Sheet Setup

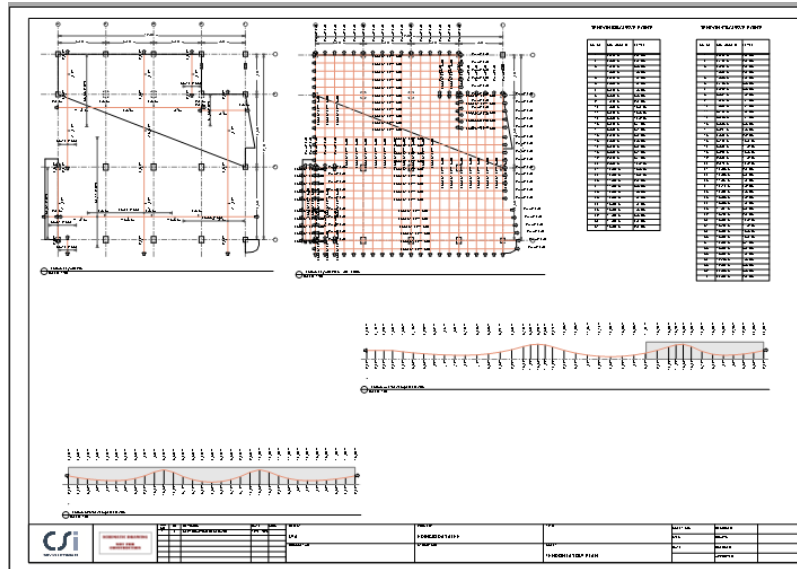


Ejecutar el detallado de planos

Menu Run >> Detailing



Visualización de planos y exportación a formato .DWG



6.7.8 CONCLUSIONES

Las estructuras con entrepisos postensados, de peralte muy delgado, son muy castigadas por el factor de reducción de carga sísmica R , bajo el código de la (NEC-SE-DS-, 2015). Se observó que el factor R es directamente proporcional en la ecuación del cortante basal, dándonos como resultado fuerzas sísmicas menores para un R mayor y viceversa.

Concluyendo que la (NEC-SE-DS-, 2015), para esta edificación exigió una estructura más rígida, lo que quiere decir que se crearon muros de corte.

Los modelos aproximados de cálculo, utilizando formulas analíticas no sustentan, información amplia para entrepisos postensados.

El desempeño de la losa postensada es eficiente ante luces mayores de 7m, se demostró que su peralte es pequeño, a comparación de losas tradicionales de hormigón armado.

La tecnológica, el material y equipo, utilizados en este tipo de estructuras son de costos de adquisición y construcción elevados, por el momento.

La complejidad y exactitud de cálculo; al igual que el personal calificado y la ejecución de estas estructuras, encarecen a este tipo de obras, dejando aun vacíos en losas postensadas en el Ecuador.

Las herramientas computacionales son importantes en el campo profesional y formativo de la ingeniería, sin descuidar la actualización de conocimientos por parte del Ingeniero, al manipular dichos programa y mantener siempre criterios de ingeniería bajo las normas vigentes.

En el programa especializado *Etabs*, se ingresaron las columnas a partir de un prediseño realizado, dando resultados confiables, aceptables y controlando las derivas máximas de piso. En el programa especializado *Safe 2014* se diseñó el entrepiso de losa del nivel N+7.74

Los resultados del análisis del comportamiento de la edificación pueden variar en función de la normativa que se use, y el sitio de peligrosidad sísmica, por tal motivo el criterio y conocimiento del ingeniero estructural será determinante al analizar los resultados.

La guía presentada en este proyecto de investigación, detalla que el proceso de manejo del programa y la interpretación de resultados son, confiables y claros; teniendo como ventaja el idioma que se encuentra en español.

Resumiendo los cálculos realizados manualmente con fórmulas analíticas, con las obtenidas por programa especializado *safe 2014* demuestran lo siguiente:

<i>Cuadro comparativo del análisis y diseño de la losa de hormigón con elementos postensados</i>		
<i>Descripción</i>	<i>Cálculos Manuales</i>	<i>Cálculos Software</i>
Altura de losa	18 cm	18 cm
Momento en la franja (A) (sentido Y), (comb2 (U=1.2D+1.2CMP+1.6CV))	25.72 T – m	35.64 T – m
Momento resistente M _{RU}	M _{RU} = 36.54 T – m	M _{RU} = 35.64 T – m
Esfuerzo cortante resistente		
Esfuerzo en Compresión en faja de columnas	-50.93 Kg/cm ²	- 80 Kg/cm ²

Esfuerzos en Tracción en fajas de columnas	61.45 Kg/cm ²	80 Kg/cm ²
Esfuerzo en Compresión en faja central	-30.84 Kg/cm ²	- 60 Kg/cm ²
Esfuerzos en Tracción en fajas central	41.36 Kg/cm ²	60 Kg/cm ²
Área de Acero en Capiteles	6.75cm ²	4.32cm ²
Acero por contracción y temperatura	0.6632 cm ²	0.864 cm ²
Malla Electrosoldada (Ideal Alambrec)	A _{U-108}	A _{U-221}
Fuerza de tensado accionada por el gato hidráulico	15524.57 Kg/cm ²	15173.38 Kg/cm ²
Numero de Torones, franja (A)	14 torones de Ø=1.54cm	9 torones de Ø=1.54cm
Numero de Torones, franja (B)	10 torones de Ø=1.20cm	9 torones de Ø=1.54cm
Pérdidas globales de Preesfuerzo	1960.43 Kg/cm ²	2847.56 Kg/cm ²
Deflexión máxima Δ _{adm.} = 1.53cm	1.03 cm	1.10cm

6.7.9 RECOMENDACIONES

En lo posible proponer un estudio del módulo de elasticidad del concreto en función de los materiales de la zona para las dosificaciones más comunes. Debido que el módulo de elasticidad del concreto es directamente proporcional al módulo de corte o módulo de poisson y su valor varía notablemente con la fórmula propuesta por el (ACI 318-08, 2008) (Cap.8.5.), dando un valor no acorde a la realidad.

Formulas (Cap.8.5.):

$$E_c = (W_c)^{1.5} * 0.14 x * \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 15100 * \sqrt{f'_c}$$

Es fundamental ampliar estudios adicionales con el fin de conocer una metodología acerca de las losas postensadas, en la obtención de sus momentos últimos, ya que en nuestro país muy poco se ha incursionado en el tema.

En lo posible tratar de investigar más sobre el factor de reducción de carga sísmica (R) para las estructuras de este tipo.

Disponer de documentación sustentada de losas postensados de consulta, en la biblioteca de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, para las nuevas generaciones de ingenieros de preparatoria y profesionales de la rama.

De lo posibles impartir en los semestres formativos superiores, el capítulo de hormigón preesforzado.

6.8 ADMINISTRACION DE LA PROPUESTA

Este trabajo fue realizado bajo la supervisión del Ing. M.Sc Miguel Mora, como tutor del estudiante Marco Vinicio Quilumba Billa, quien realizó la investigación como trabajo final de Investigación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil.

6.9 PREVISIÓN DE LA EVALUACIÓN

En el desarrollo de la presente investigación se tomó como referencia técnica el código ACI 318-08 (American Concrete Institute) y el Código Ecuatoriano de la construcción 2015 (NEC-SE-CG, 2015) y (NEC-SE-DS-, 2015) , que ha servido de base para el cálculo y diseño estructural sismo-resistente.

C. MATERIALES DE REFERENCIA

1.1 REFERENCIA

BIBLIOGRAFÍA

- ACI 318-08, A. C. (2008). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 310-08). En A. C. ACI 318-08, *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 310-08) y Comentarios*. New Your (EE.UU.).
- ACIES. (2005). Asociación de Consultores Independientes de Estructuras de Edificación. *Losas Postensadas en Edificación*.
- Alambrec, I. (1 de Enero de 2010). *Catálogo de productos-Reforzamiento de hormigón*. Obtenido de @Bekaert: www.idealalambrec.com
- Alfonso Cabo Escamilla, L. F. (2006). Postensado en Edificaciones . *Hormigón Pretensado*, 320.
- Ambrose, H. P. (2002). *Diseño Simplificado de Concreto Reforzado 3ra Edición*. California, EE.UU.: Lumisa Wiley.
- Antioquia, E. d. (9 de Enero de 2010). <http://estructuras.eia.edu.co>. Obtenido de Escuela de Ingeniería de Antioquia: <http://estructuras.eia.edu.co/estructurasI/conceptos%20fundamentales/conceptos%20fundamentales.htm>
- Bravo Medina, J. (2013). *"Diseño de losas postensadas en edificaciones, con aplicación al caso del edificio "parque tecnologico de la universidad de cuenca"*. Cuenca.
- Cataluña, U. P. (29 de Marzo de 2001). *upcommons.upc.edu*. Obtenido de <http://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2099.1/6081/9/08.pdf>
- Cataluña, U. P. (29 de Marzo de 2001). *upcommons.upc.edu*. Obtenido de <http://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2099.1/6081/10/09.pdf>
- CCL. (13 de 10 de 2011). *Post-tensioned*. Obtenido de Slabs: www.cclint.com
- Civil.Lax. (2006). Diseño de estructuras de concreto pretensados y postensados. *Estructuras Presforzadas*, 1.
- Construaprende. (2006). www.construaprende.com. Obtenido de <http://www.construaprende.com>:

<http://www.construaprende.com/docs/tesis/293-concreto-presforzado?start=1>

- Cypecad-Postensados. (2013). *Postensados en Edificaciones*. Obtenido de http://cypecad.cype.es/cypecad_losas_postesadas_edificacion.htm
- DeAcero. (2005). Torón de Presfuerzo. *Torones Estandar*, 1-4.
- DeAcero. (2010). Torón de Presfuerzo. *Torones Estandar*, 1-4.
- Elementos Postensados. (11 de Diciembre de 2008). *Elementos Postensados*. Obtenido de <http://www.vsl.cl/pagelosas.html>
- Emcocables. (20 de Enero de 2010). *Materia prima | Proceso de Fabricación*. Obtenido de Alambres y Torones para Concreto Preesforzado: www.emcocables.com
- Entrepisos Postensados, C. (31 de Julio de 2000). *Entrepisos Postensados*. Obtenido de <http://entrepisospstensados.blogspot.com/2012/11/proceso-constructivo.html>
- Espinoza, M. A. (1 de Diciembre de 2005). *Apuntes Concreto Preesforzado*. Obtenido de <http://arturoreyes.jimdo.com/app/download/7201249068/2012%20APUNTES%20CONCRETO%20PRESFORZADO.pdf?t=1409668086>
- Espinoza, M. A. (1 de Diciembre de 2005). *Apuntes Concreto Preesforzado*. Obtenido de <http://arturoreyes.jimdo.com/app/download/7201249068/2012%20APUNTES%20CONCRETO%20PRESFORZADO.pdf?t=1409668086>
- Espinoza, M. A. (05 de 2012). *Concreto Preeforzado*. Obtenido de <http://arturoreyes.jimdo.com/app/download/7201249068/2012%20APUNTES%20CONCRETO%20PRESFORZADO.pdf?t=1409668086>
- Estructuras con Postensados, V. (2012). *Verificación de Estructuras con Postensados*. Obtenido de <http://www.vsl.cl/pagepostensados.html>
- Foundation, W. (9 de Marzo de 2003). <http://es.wikipedia.org>. Obtenido de <http://es.wikipedia.org>: http://es.wikipedia.org/wiki/Ingenier%C3%ADa_estructural
- Freyssinet, I. L. (2005). *Sustainable Technolgy*. Obtenido de Dpto. Técnico - Freyssinet S.A.: www.freyssinet.com

- Gonzales Cueva, R. F. (2005). *Aspectos Fundamentales Del Concreto Reforzado*. México: LIMUSA S.A.
- Ing. Carlos Miglioli. (2002). *Proyecto y cálculo de entrepisos postensados*. Obtenido de miglioli@interserver.com.ar
- Ing. M. Sc. Miguel Mora. (2010). *Tabla de propiedades mecánicas medias de materiales de ingeniería seleccionados*. Ambato: Computación Aplicada.
- Ing. M.Sc. Fabián Carrasco Castro. (2010). *Hormigón Pretensado Diseño De Elementos Isostáticos*. CUENCA: Montesalve Moreno Cia. Ltda.
- Ing. M.Sc. Marcelo Romo Proaño. (2008). *Temas de Hormigón Armado*. Quito.
- Luis Felipe Rodríguez Martín, A. C. (13 de Octubre de 2009). *HORMIGÓN PRETENSADO*. Obtenido de http://www.uned.es/dpto-icf/estructuras_varias/images/Pret-16_peq.pdf
- Mexpresa. (11 de Mayo de 2010). www.mexpresa.com. Obtenido de <http://www.mexpresa.com/productos/presfuerzo.php>
- MEXPRESA. (2011). Gato hidráulico. *Postensado Multitorón*, 5.
- NEC-SE-CG, N. E. (2015). *Cargas (No Sísmicas)*. Quito: NEC-SE-CG.
- NEC-SE-DS-, N. E. (2015). *Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NILSON, A. H. (1982). *Diseño de estructuras de Concreto Presforzado*. México: LIMUSA S.A.
- Nilson, A. H. (2001). *Diseño de Estructuras de Concreto*. Colombia: Emma Ariza H.
- Nilson, A. H. (2001). *Diseño de Estructuras de Concreto, Edición 12*. Colombia: Quebecor World Bogotá S.A.
- Parra, D. (2014). En D. G. Morocho, *Cálculo de la deriva de piso en un edificio de seis pisos altos y dos subterráneos con la utilización del Cec 2002 y Nec 2011 y su incidencia en los resultados finales*. (págs. 46-47). Ambato.
- Post Tensioning Institute. (2006). es.scribd.com. Obtenido de [www.post-tensioning.org: http://es.scribd.com/doc/57393851/PTI-Post-Tensioning-Manual-6th-Edition#scribd](http://es.scribd.com/doc/57393851/PTI-Post-Tensioning-Manual-6th-Edition#scribd)
- postensada, T. d. (2013). *Tipología de Losas postensadas*. Obtenido de www.csp-dsi.cl/software.php

Postensados Elementos. (11 de Diciembre de 2008). *Elementos Postensados*.
Obtenido de <http://www.vsl.cl/pagepostensados.html>

Postensados, E. (2013). Obtenido de <http://www.anteus.mx/postensado.html>

Postensioned Flat Slabs Design Handbook. (14 de Febrero de 2002). *Post-Tensioned*. Obtenido de Reporte N°25: Mail:miglioli@interserver.com.ar

Proaño, I. M. (05 de Mayo de 2008). *Acero de Alta resistencia*. Obtenido de <http://publiespe.espe.edu.ec/librosvirtuales/hormigon/temas-de-hormigon-armado/hormigon03.pdf>

R. Park, W. G. (1990). *Losas de Concreto Reforzado*. México: Limusa, S. A. de C.V.

SAFE, M. e. (2014). *Software especializado en elementos finitos*. Obtenido de http://www.csiespana.com/index.php?option=com_content&view=article&id=32&Itemid=23&lang=es

Scribd. (1 de junio de 2013). *Scribd*. Obtenido de Definición de Estructuras: www.es.scribd.com

Varillas Corrugadas Andec. (2014). Cuadro de Varillas. *Productos Andec Fuerza Interior*, 6.

Williams, s. k. (1995). *Post-Tensioned Concrete Floors*. Gran Bretaña: Butterworth Heinemann.

www.espe.edu.ec. (17 de Julio de 2007). *www.espe.edu.ec*. Obtenido de www.espe.edu.ec:
<http://www.espe.edu.ec/portal/portal/main.do?sectionCode=157>

www.uta.edu.ec. (2 de Mayo de 2009). *www.uta.edu.ec*. Obtenido de www.uta.edu.ec: <http://ficm.uta.edu.ec/pregrado.htm>

1.2 ANEXOS

ANEXOS A

ESPECTRO ELÁSTICO SÍSMICO DE DISEÑO

ANEXOS B

HOJA DE CÁLCULO DEL FACTOR R_U

ANEXOS C

TABLA DE PROPIEDADES DE MATERIALES

ANEXOS D

CATÁLOGOS DE MALLA ELECTROSOLDADA

ANEXOS E

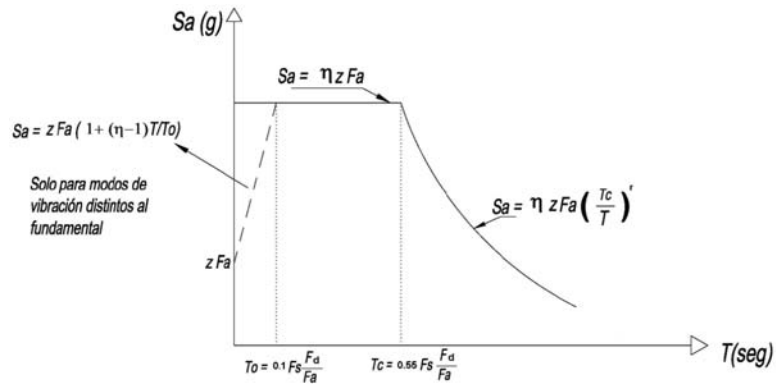
PLANO ESTRUCTURAL DEL NIVEL N+7.74

ANEXO A

ESPECTRO ELÁSTICO

SÍSMICO DE DISEÑO

ESPECTRO ELÁSTICO SÍSMICO DE DISEÑO



ESPECTRO ELÁSTICO		ESPECTRO INELÁSTICO	
T (Seg)	$Sa = \eta z F_a$ $Sa = \eta z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r$	T (Seg)	$Ad = \frac{I * g}{R * \phi_P * \phi_E} * Sa$
T	$Sa = n * z * fa$ $Sa = n * z * fa (Tc/T)^r$	T	Ad
0	1.00	0	2.18
0.05	1.00	0.05	2.18
0.1	1.00	0.1	2.18
0.15	1.00	0.15	2.18
0.2	1.00	0.2	2.18
To 0.25	1.00	0.25	2.18
0.3	1.00	0.3	2.18
0.35	1.00	0.35	2.18
0.4	1.00	0.4	2.18
0.45	1.00	0.45	2.18
0.5	1.00	0.5	2.18
0.55	1.00	0.55	2.18
0.6	1.00	0.6	2.18
0.65	1.00	0.65	2.18
0.7	1.00	0.7	2.18
T 0.75	1.00	0.75	2.18
0.8	1.00	0.8	2.18
0.85	1.00	0.85	2.18
0.9	1.00	0.9	2.18
0.95	1.00	0.95	2.18
1	1.00	1	2.18
1.05	1.00	1.05	2.18
1.1	1.00	1.1	2.18
1.15	1.00	1.15	2.18
1.2	1.00	1.2	2.18
1.25	1.00	1.25	2.18
1.3	1.00	1.3	2.18
1.35	1.00	1.35	2.18

Tc	1.4	1.00	1.4	2.18
	1.45	1.00	1.45	2.18
	1.5	0.99	1.5	2.15
	1.55	0.94	1.55	2.05
	1.6	0.90	1.6	1.95
	1.65	0.85	1.65	1.86
	1.7	0.82	1.7	1.78
	1.75	0.78	1.75	1.71
	1.8	0.75	1.8	1.64
	1.85	0.72	1.85	1.57
	1.9	0.69	1.9	1.51
	1.95	0.67	1.95	1.45
	2	0.64	2	1.40
	2.05	0.62	2.05	1.35
	2.1	0.60	2.1	1.30
	2.15	0.57	2.15	1.25
	2.2	0.56	2.2	1.21
	2.25	0.54	2.25	1.17
	2.3	0.52	2.3	1.13
	2.35	0.50	2.35	1.10
	2.4	0.49	2.4	1.06
	2.45	0.47	2.45	1.03
	2.5	0.46	2.5	1.00
	2.55	0.44	2.55	0.97
	2.6	0.43	2.6	0.94
	2.65	0.42	2.65	0.92
	2.7	0.41	2.7	0.89
	2.75	0.40	2.75	0.87
	2.8	0.39	2.8	0.84
	2.85	0.38	2.85	0.82
	2.9	0.37	2.9	0.80
	2.95	0.36	2.95	0.78
	3	0.35	3	0.76
	3.05	0.34	3.05	0.74
	3.1	0.33	3.1	0.72
	3.15	0.32	3.15	0.71
3.2	0.32	3.2	0.69	
3.25	0.31	3.25	0.67	
3.3	0.30	3.3	0.66	
3.35	0.30	3.35	0.64	
3.4	0.29	3.4	0.63	
3.45	0.28	3.45	0.62	
3.5	0.28	3.5	0.60	
3.55	0.27	3.55	0.59	
3.6	0.27	3.6	0.58	
3.65	0.26	3.65	0.57	
3.7	0.25	3.7	0.55	
3.75	0.25	3.75	0.54	
3.8	0.24	3.8	0.53	
3.85	0.24	3.85	0.52	
3.9	0.24	3.9	0.51	
TL	3.95	0.23	3.95	0.50

ANEXO B

HOJA DE CÁLCULO DEL FACTOR RU

COEFICIENTES PARA EL DISEÑO EN ULTIMA RESISTENCIA

f_y	f'_c	β_1	pb	a/d	Rub	$0.75pb$	a/d	$0.75Rub$	$0.50pb$	a/d	$0.50Rub$	$0.18 f'_c/f_y$	a/d	Ru
2800	180	0.85	0.03170	0.5813	62.8991	0.0238	0.4360	52.0064	0.0158	0.2906	37.8924	0.0116	0.2124	28.9591
	210	0.85	0.0369	0.5813	73.3823	0.0277	0.4360	60.6742	0.0185	0.2906	44.2078	0.0138	0.2124	33.7856
	240	0.85	0.0422	0.5813	83.8655	0.0317	0.4360	69.3419	0.0211	0.2906	50.5232	0.0154	0.2124	38.6122
	280	0.85	0.0493	0.5813	97.8430	0.0369	0.4360	80.8989	0.0246	0.2906	58.9437	0.0180	0.2124	45.0475
	300	0.85	0.0528	0.5813	104.8318	0.0396	0.4360	86.6774	0.0264	0.2906	63.1540	0.0193	0.2124	48.2652
	350	0.80	0.0580	0.5471	117.8838	0.0435	0.4103	96.7358	0.0290	0.2735	70.0391	0.0225	0.2124	56.3094
	420	0.75	0.0652	0.5129	135.7403	0.0489	0.3847	110.5833	0.0326	0.2564	79.5743	0.0270	0.2124	67.5713
3500	180	0.85	0.0235	0.5385	60.0234	0.0175	0.4038	49.1638	0.0117	0.2692	35.5401	0.0093	0.2124	28.9591
	210	0.85	0.0274	0.5385	70.0273	0.0205	0.4038	57.3578	0.0137	0.2692	41.4634	0.0108	0.2124	33.7856
	240	0.85	0.0313	0.5385	80.0313	0.0235	0.4038	65.5518	0.0156	0.2692	47.3866	0.0123	0.2124	38.6122
	280	0.85	0.0365	0.5385	93.3698	0.0274	0.4038	76.4771	0.0183	0.2692	55.2870	0.0144	0.2124	45.0475
	300	0.85	0.0391	0.5385	100.0391	0.0293	0.4038	81.9397	0.0196	0.2692	59.2335	0.0154	0.2124	48.2652
	350	0.80	0.0429	0.5068	112.2274	0.0322	0.3801	91.3121	0.0215	0.2534	65.6358	0.0180	0.2124	56.3094
	420	0.75	0.0483	0.4751	128.9339	0.0362	0.3563	104.2325	0.0242	0.2376	74.8098	0.0216	0.2124	67.5713
4200	180	0.85	0.0182	0.5015	57.3178	0.0137	0.3761	46.5849	0.0091	0.2508	33.4544	0.0077	0.2124	28.9591
	210	0.85	0.0213	0.5015	66.8706	0.0159	0.3761	54.3491	0.0106	0.2508	38.0301	0.0090	0.2124	33.7856
	240	0.85	0.0243	0.5015	76.4235	0.0182	0.3761	62.1132	0.0121	0.2508	44.8059	0.0103	0.2124	38.6122
	280	0.85	0.0283	0.5015	89.1608	0.0213	0.3761	72.4684	0.0142	0.2508	52.0402	0.0120	0.2124	45.0475
	300	0.85	0.0304	0.5015	95.5294	0.0228	0.3761	77.6415	0.0152	0.2508	55.7573	0.0129	0.2124	48.2652
	350	0.80	0.0333	0.4720	106.9800	0.0250	0.3540	86.4150	0.0167	0.2360	61.7400	0.0150	0.2124	56.3094
	420	0.75	0.0375	0.4425	122.6331	0.0281	0.3319	98.3236	0.0188	0.2213	70.0383	0.0180	0.2124	67.5713

ANEXO C

TABLA DE PROPIEDADES DE MATERIALES

TABLA DE PROPIEDADES MECANICAS MEDIAS DE MATERIALES DE INGENIERIA SELECCIONADOS

MATERIALES	Módulo Elasticidad			Módulo Corte		u Poisson's Ratio	Esf. cedencia		Esfuerzo último			Alarga. ruptura %(2")	Peso por unidad de volumen		Coef. Dilatación térmica lineal		
	E			G			0.2% (tensión)										
	10 ⁶ Kg	10 ⁶ lb	10 ¹⁰ N	10 ⁶ Kg	10 ⁶ lb	10 ³ Kg	10 ³ lb	10 ³ Kg	10 ³ lb	10 ⁷ N		10 ⁻² Kg	lb	10 ⁻⁶ por	10 ⁻⁶ por		
	cm ²	plg ²	m ²	cm ²	plg ²	cm ²	plg ²	cm ²	plg ²	cm ²	plg ²	m ²	cm ³	plg ³	°C	°F	
Acero laminado en caliente	2.1	30	20.7	0.84	12	0.27	2.52	36	4.55	65	45	(tens.)	30	0.783	0.283	11.7	6.5
Acero estructural (A-7)	2.1	30	20.7	0.84	12	0.27	2.45	35	4.2-5.04	60-72	41-50	(tens.)	30	0.783	0.283	11.7	6.5
Acero de alto carbono (SAE 1090)	2.1	30	20.7	0.84	12	0.27	4.69	67	8.54	122	84	(tens.)	10	0.783	0.283	11.7	6.5
Acero de aliación (SAE 4130) (tratado térmicamente)	2.1	30	20.7	0.84	12	0.30	7	100	8.75	125	86	(tens.)		0.783	0.283	11.7	6.5
Acero inoxidable (18-8)	1.96	28	19.3	0.665	9.5	0.30	5.6	80	8.4	120	83	(tens.)		0.786	0.284	17.28	9.6
Hierro colado gris (ASTM clase 30)	1,029	14.7	10.1	0.413	5.9	0.20			2.17	31	21	(tens.)	<1	0.719	0.260	12.06	6.7
									8.68	124	85	(compr.)					
Hierro colado (perlítico maleable)	1,848	26.4	18.2	0.7	10		5.6	80	7	100	69	(tens.)	7	0.736	0.266	11.88	6.6
									21	300	207	(compr.)					
Aluminio 1100-0 (recocido)	0.7	10.0	6.9	0.266	3.8	0.33	0.245	3.5	0.77	11	7.6	(tens.)	25	0.271	0.098	23.58	13.1
Aleación Al. 2024-T3 (lámina-placa)	0.742	10.6	7.3	0.28	4.0	0.33	3.5	50	4.9	70	48	(tens.)	18	0.277	0.100	22.68	12.6
Aliación Al. 6061-T6 (extrusión)	0.7	10.0	6.9	0.266	3.8	0.33	2.45	35	2.66	38	26	(tens.)	10	0.271	0.098	23.58	13.1
Aliación Al. 7075-T6 (lámina-placa)	0.728	10.4	7.2	0.273	3.9	0.33	4.9	70	5.6	80	55	(tens.)	5	0.279	0.101	23.22	12.9
Aliación magnesio (H K31A-H24 lám.)	0.455	6.5	4.5	0.168	2.4	0.35	1.61	23	2.34	34	23	(tens.)	4	0.179	0.0647	27.0	15
Aliación de titanio (6Al-4V lámina)	1,113	15.9	11.0	0.434	6.2	0.34	8.4	120	9.1	130	90	(tens.)	10	0.443	0.160	8.28	4.6
Latón amarillo duro	1.05	15	10.3	0.392	5.6	0.35	4.2	60	5.18	74	51	(tens.)	10	0.847	0.306	18.90	10.5
Cobre DHP (grado duro) (para tubos)	1.19	17	11.7	0.448	6.4		3.15	45	3.5	50	34	(tens.)	10	0.894	0.323	32.4	18
Madera abeto Douglas (secada al aire, paralelamente a la veta)	0.119	1.7	1.2						0.567	8.1	5.6	(tens.)		0.055	0.020	5.4	3.0
									0.518	7.4	5.1	(compr.)					
Madero de encino rojo (secado al aire, paralelamente a la veta)	0.126	1.8	1.2						0.483	6.9	4.8	(compr.)		0.069	0.025	3.42	-1.9
Plomo laminado	0.14	2	1.4	0.049	0.7	0.43	0.14	2	0.175	2.5	1.7	(tens.)	50	1,134	0.410	29.52	16.4
Carburo de tungsteno (Carboloy, grado 999)	7	100	69.0			0.24			42	600	414	(compr.)				3.96	2.2
									0.091	1.3	0.9	(tens.)					
Vidrio (sílice fundido)	0.7	10.0	6.9			0.17			0.91	13	9.0	(compr.)	Nulo	0.42	0.15	7.2	4.0
Concreto (de baja resistencia)	0.14	2	1.4			0.15			0.14	2	1.4	(compr.)		0.241	0.087	10.8	6.0
Concreto (de alta resistencia)	0.21	3	2.1			0.15			0.35	5	3.4	(compr.)		0.241	0.087	10.8	6.0
Poliestireno (tipo medio)	0.035	0.5	0.34						0.98	14	9.6	(compr.)	2			126	70
Poliétileno (tipo medio)	0.126	1.8	1.2			0.45			0.14	2	1.4	(tens.)	350	0.091	0.033	270	150
Epóxico (colado tipo medio)	0.046	0.65	0.45						0.49	7	4.8	(tens.)	4			59.4	33
									2.1	30	21	(compr.)					
Caucho o hule (natural; moldeado)						0.50			0.21	3	2.1	(tens.)	800			162	90

ANEXO D

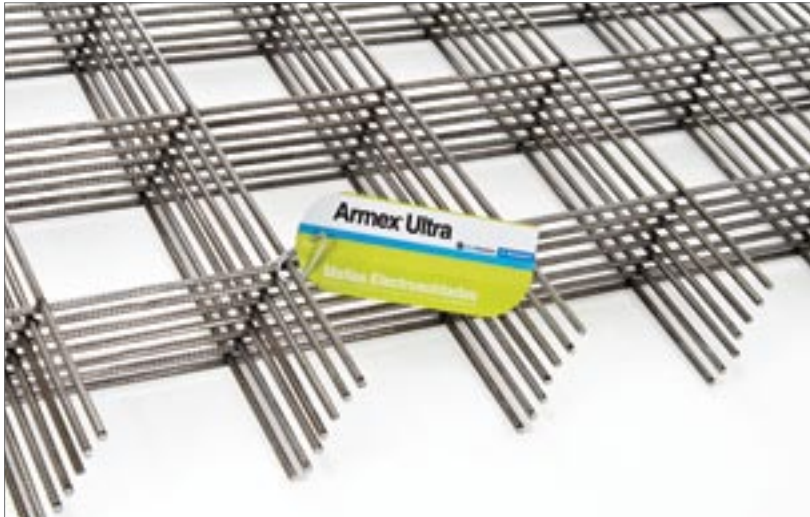
CATÁLOGOS DE MALLA

ELECTROSOLDADA



Mallas electrosoldadas

Mallas electrosoldadas Armex® Ultra



QUÉ OBTIENE CON ESTE PRODUCTO?

Economía

Armex® Ultra exige menos cantidad de acero frente a otros de resistencias menores, esto constituye un ahorro en comparación con la malla electrosoldada tradicional y con la varilla de construcción.

Resistencia

Nuestro liderazgo tecnológico nos permite desarrollar Armex® Ultra con el empleo de aceros de alto rendimiento, aprovechando al máximo las características mejoradas del mismo. **Estos nuevos aceros desarrollan un límite de fluencia mínimo de: $f_y \text{ mín.} = 6000 \text{ kgf/cm}^2$.**

Armex® Ultra: Nueva generación de mallas electrosoldadas

Ultra resistente y ultra económica, es la nueva generación de mallas electrosoldadas para reforzamiento de hormigón, elaboradas con aceros soldables de mayor resistencia frente a las mallas tradicionales.

Armex® Ultra reemplaza a las tradicionales Armex® y logran menor consumo para una misma aplicación.

ESPECIFICACIONES

Mallas estándar

MALLA Tipo de malla	DIÁMETRO Ø Longitud = Ø Transversal mm	SEPARACIÓN SL Longitudinal = ST Transversal cm	SECCIÓN ACERO As/m As L = As T mm ² /m	PESO	
				Kg / Plancha	Kg / m ²
U-110	3,75	10	110	25,91	1,73
U-106 *	4,5	15	106	25,07	1,67
U-177	4,75	10	177	41,57	2,77
U-173 *	5,75	15	173	40,93	2,73
U-196	5	10	196	46,06	3,07
U-205 *	6,25	15	205	48,36	3,22
U-238	5,5	10	238	55,73	3,72
U-239 *	6,75	15	239	56,41	3,76
U-335 *	8	15	335	79,23	5,28
U-524 *	10	15	524	123,80	8,25
U-55	3,75	20	55	13,16	0,88
U-71	4,25	20	71	16,91	1,13
U-89	4,75	20	89	21,12	1,41
U-108	5,25	20	108	25,80	1,72
U-131	5	15	131	30,95	2,06
U-158	5,5	15	158	37,45	2,50
U-221	7,5	20	221	52,65	3,51
U-284	8,5	20	284	67,62	4,51
U-354 *	9,5	20	354	84,47	5,63
U-433 *	10,5	20	433	103,18	6,88
U-44	3,75	25	44	10,62	0,71

Dimensiones mallas estándar

LONGITUD: 6,25 m ANCHO: 2,40 m AREA: 15 m².

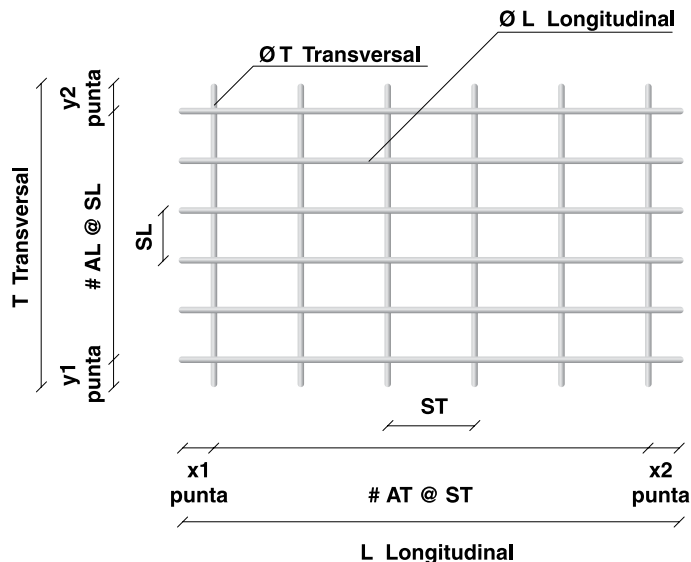
* Mallas fabricadas bajo pedido

f_y min = 6000 kg/cm²

Si SL = ST = 10cm ; X1 = X2 = 7,5cm y Y1 = Y2 = 5cm

Si SL = ST = 15cm ; X1 = X2 = 5,0cm y Y1 = Y2 = 7,5cm

Notación de mallas Armex® Ultra



Nomenclatura:

T: Ancho de la plancha (m).

L: Longitud de la plancha (m)

Y1, Y2 : Puntas transversales (cm)

X1, X2: Puntas longitudinales (cm)

SL: Espaciamiento de las varillas longitudinales o largas (cm)

ST: Espaciamiento de las varillas transversales o cortas (cm)

#AL @ SL: Número de varillas longitudinales

#AT @ ST: Número de varillas transversales

øT: Diámetro de la varilla transversal (mm)

øL: Diámetro de la varilla longitudinal (mm)

Observación: X1, X2, Y1, Y2, son puntas con longitud mínima de 2.5 cm

PRINCIPALES APLICACIONES



Losas de cimentaciones



Pavimentos rígidos y pistas



Plintos o zapatas y contrapisos en viviendas



Losas, losetas, cascarones de cubierta

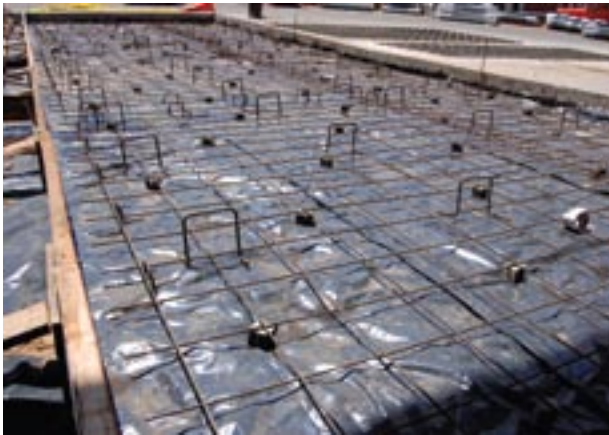


Pisos comunes, playas de parqueo



Refuerzo sobre láminas metálicas colaborantes

PRINCIPALES APLICACIONES



Pisos industriales



Piscinas, tanques y cisternas



Muros y estructuras de contención



Taludes revestidos



Reforzamiento de túneles



Reservorios de ferrocemento

ESPECIFICACIONES

Tabla de equivalencias Armex® Ultra - Armex® tradicional

ARMEX® Ultra						ARMEX® Tradicional				
Tipo		Diámetro (mm)	Separación (cm)	Peso (kg / plancha)	Peso (kg / m ²)	Tipo		Diámetro (mm)	Separación (cm)	Peso (kg / plancha)
U	110	3,75	10	25,91	1,73	R	126	4	10	29,48
U*	106	4,5	15	25,07	1,67	R	196	5	10	46,06
U	177	4,75	10	41,57	2,77	R	238	5,5	10	55,73
U*	173	5,75	15	40,93	2,73	R	283	6	10	66,32
U	196	5	10	46,06	3,07	R*	385	7	10	90,27
U*	205	6,25	15	48,36	3,22	R*	636	9	10	149,22
U	238	5,5	10	55,73	3,72	R	64	3,5	15	15,17
U*	239	6,75	15	56,41	3,76	R	84	4	15	19,81
U*	335	8	15	79,23	5,28	R	106	4,5	15	25,07
U*	524	10	15	123,80	8,25	R	131	5	15	30,95
U	55	3,75	20	13,16	0,88	R	158	5,5	15	37,45
U	71	4,25	20	16,91	1,13	R	188	6	15	44,57
U	89	4,75	20	21,12	1,41	R	257	7	15	60,66
U	108	5,25	20	25,80	1,72	R	335	8	15	79,23
U	131	5	15	30,95	2,06	R*	424	9	15	100,28
U	158	5,5	15	37,45	2,50	R*	524	10	15	123,80
U	221	7,5	20	52,65	3,51	R	53	4,5	30	12,54
U	284	8,5	20	67,62	4,51					
U*	354	9,5	20	84,47	5,63					
U*	433	10,5	20	103,18	6,88					
U	44	3,75	25	10,62	0,71					

Dimensiones mallas estándar:

LONGITUD: 6,25 m ANCHO: 2,40 m AREA: 15 m².

* Mallas fabricadas bajo pedido

fy min = 6000 kg/cm² (Armex Ultra)

fy min = 5000 kg/cm² (Armex tradicional)

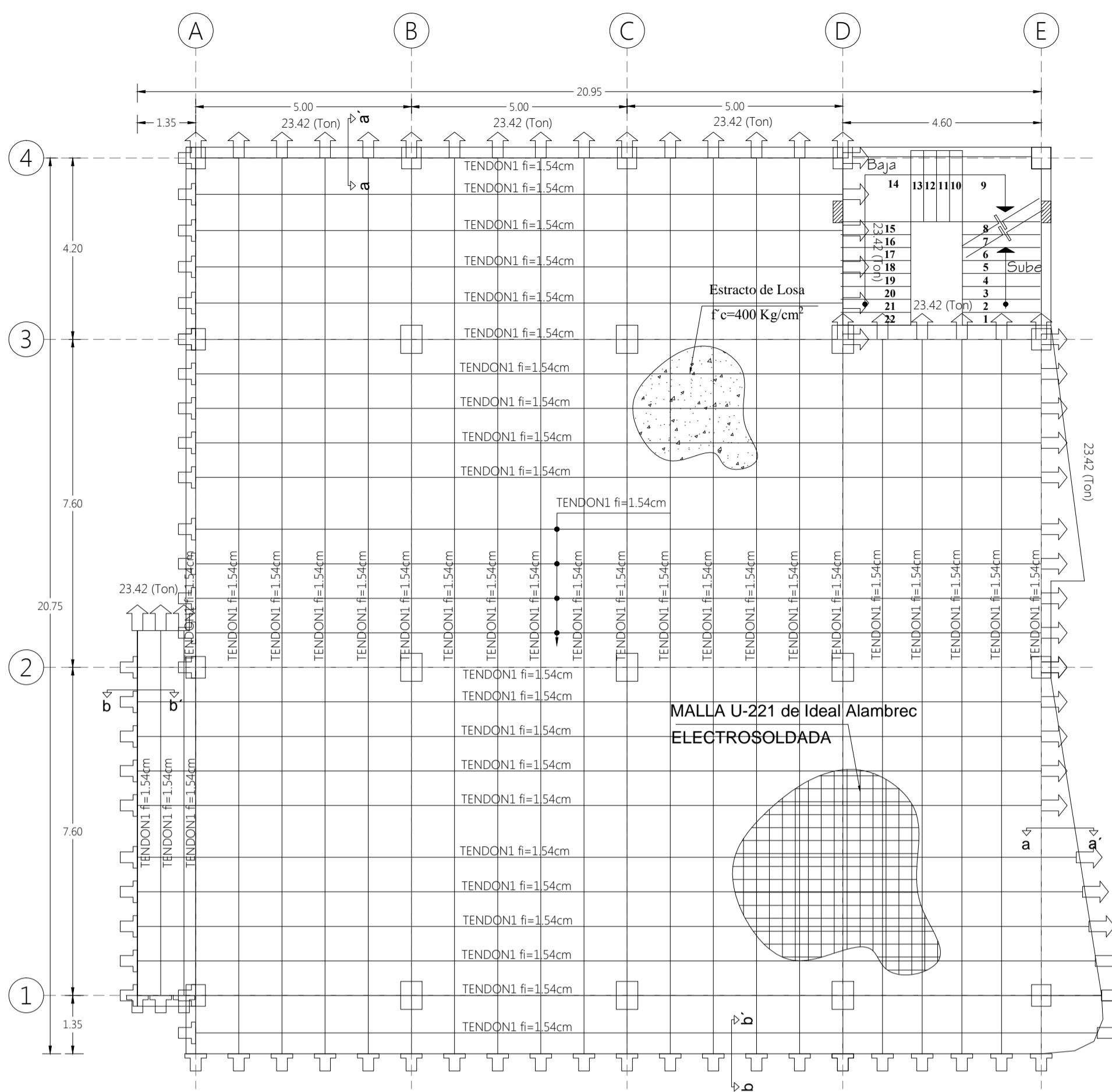
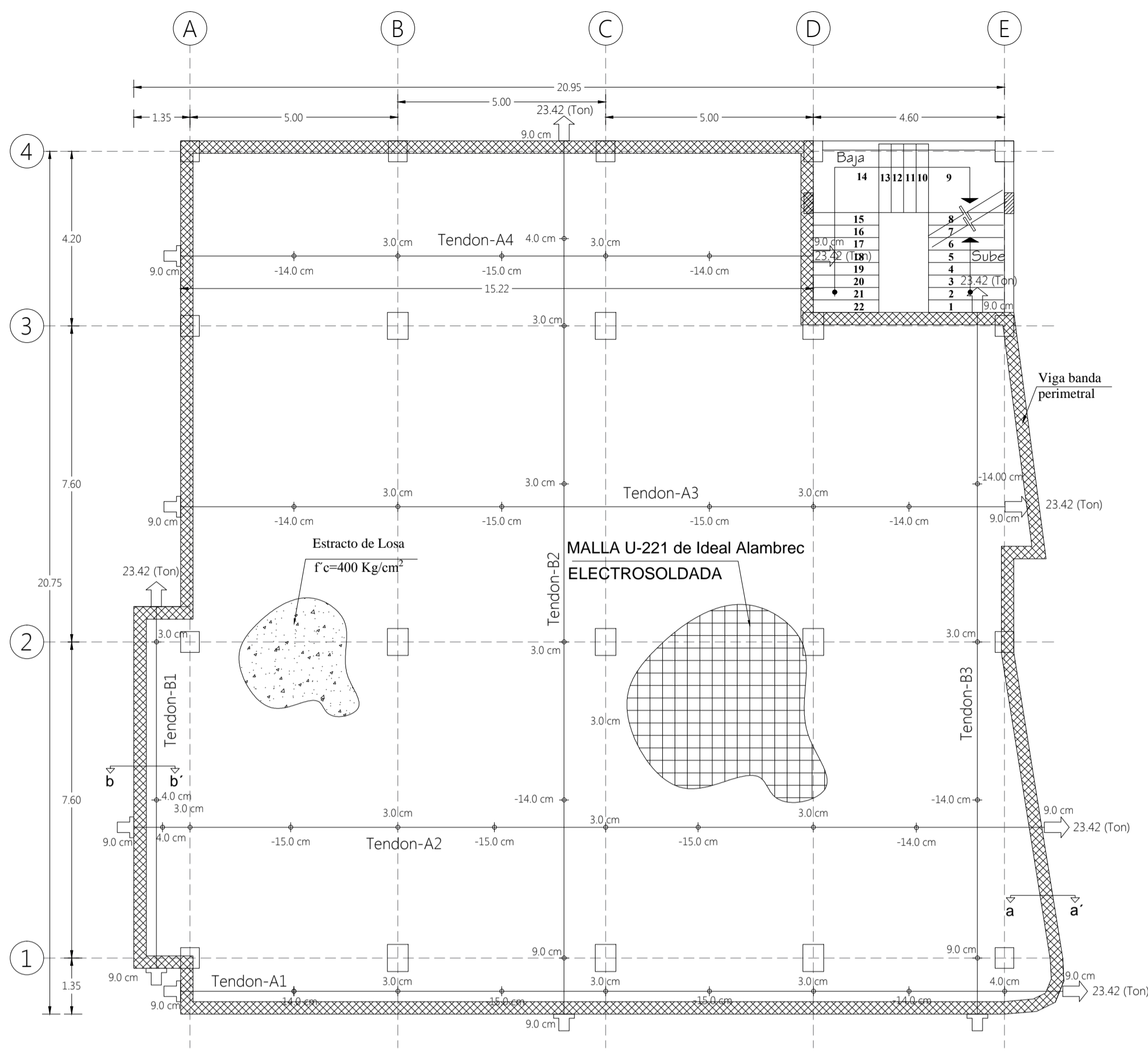
CÓMO SELECCIONAR MALLAS ESTÁNDAR

Tipo de Malla	Aplicación Frecuente
U-44	Refuerzo de temperatura en capa de compresión, mesones de cocina, divisiones internas, losas alivianadas.
U-55	Refuerzo de temperatura en capa de compresión, mesones de cocina, divisiones internas, losas alivianadas.
U-71	Refuerzo de temperatura en capa de compresión en losa alivianada / steel deck, losa contrapiso.
U-89	Recubrimiento de talud, mesón de cocina, divisiones internas, canchas deportivas.
U-108	Plintos, losas de contrapiso, garages, cubierta liviana, paredes portantes.
U-131	Losas de contrapiso, garages, paredes portantes.
U-158	Plintos, losas de entresijos, paredes portantes, muros anclados, prefabricados, revestimiento de canales.
U-221	Losas macizas, piscinas, cisternas, revestimiento de canales.
U-284	Muros de contención, colectores, piscinas, cisternas, revestimiento de canales.
U-354	Muros de contención, colectores, piscinas, cisternas.
U-433	Muros de contención, colectores, canales.
U-106	Mallas para ferrocemento, losas macizas, losas contrapiso, mesón de cocina, divisiones internas.
U-173	Losas entresijos, losas de cubierta, tubos prefabricados.
U-205	Losas macizas, piscinas, cisternas, parqueaderos, pisos industriales.
U-239	Pavimentos rígidos, muros anclados, muros claveteados, puentes.
U-335	Muros de contención, revestimiento de canales, piscinas, cisternas.
U-524	Muros de contención, colectores, ductos cajón.

ANEXO E

PLANO ESTRUCTURAL

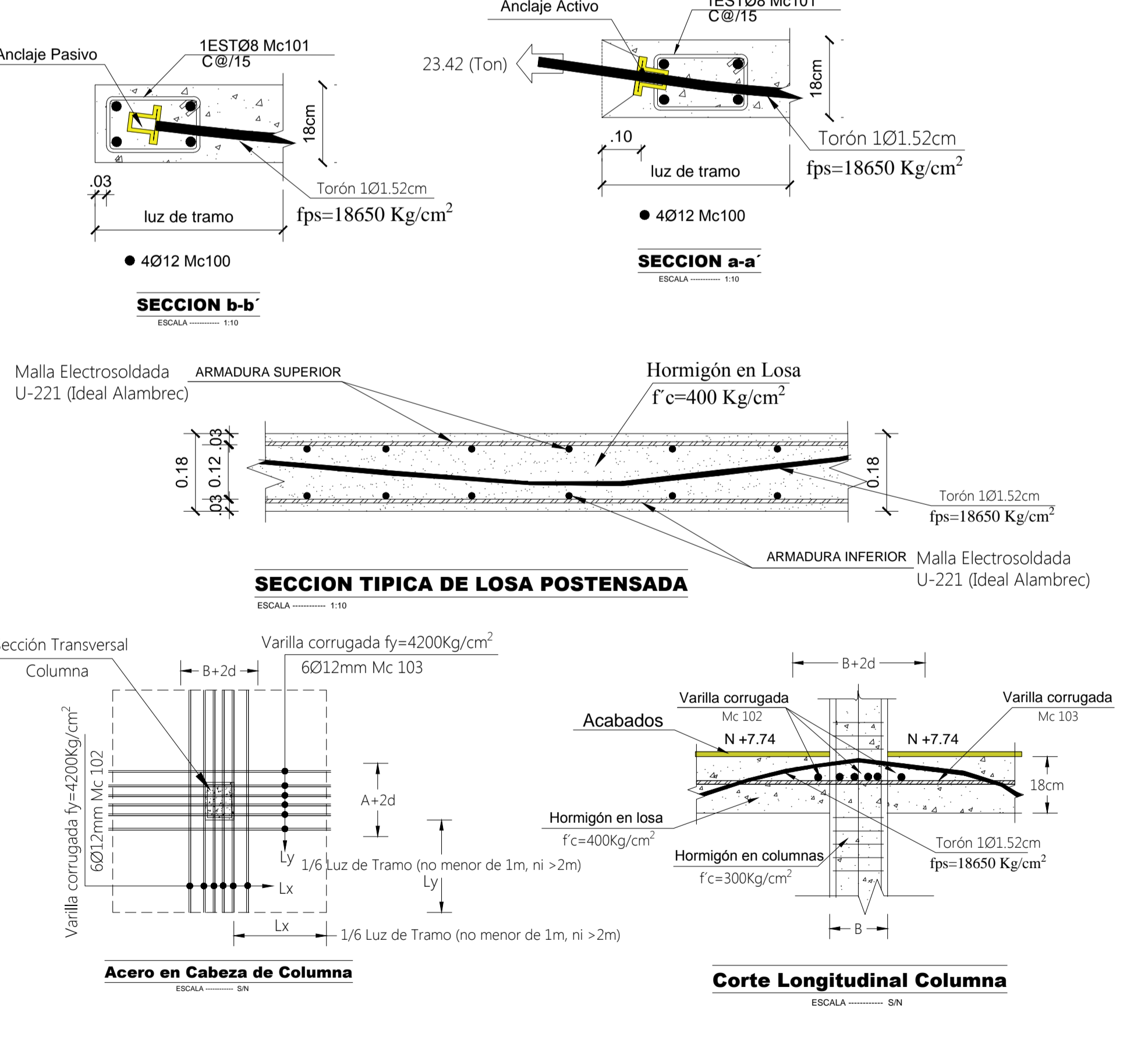
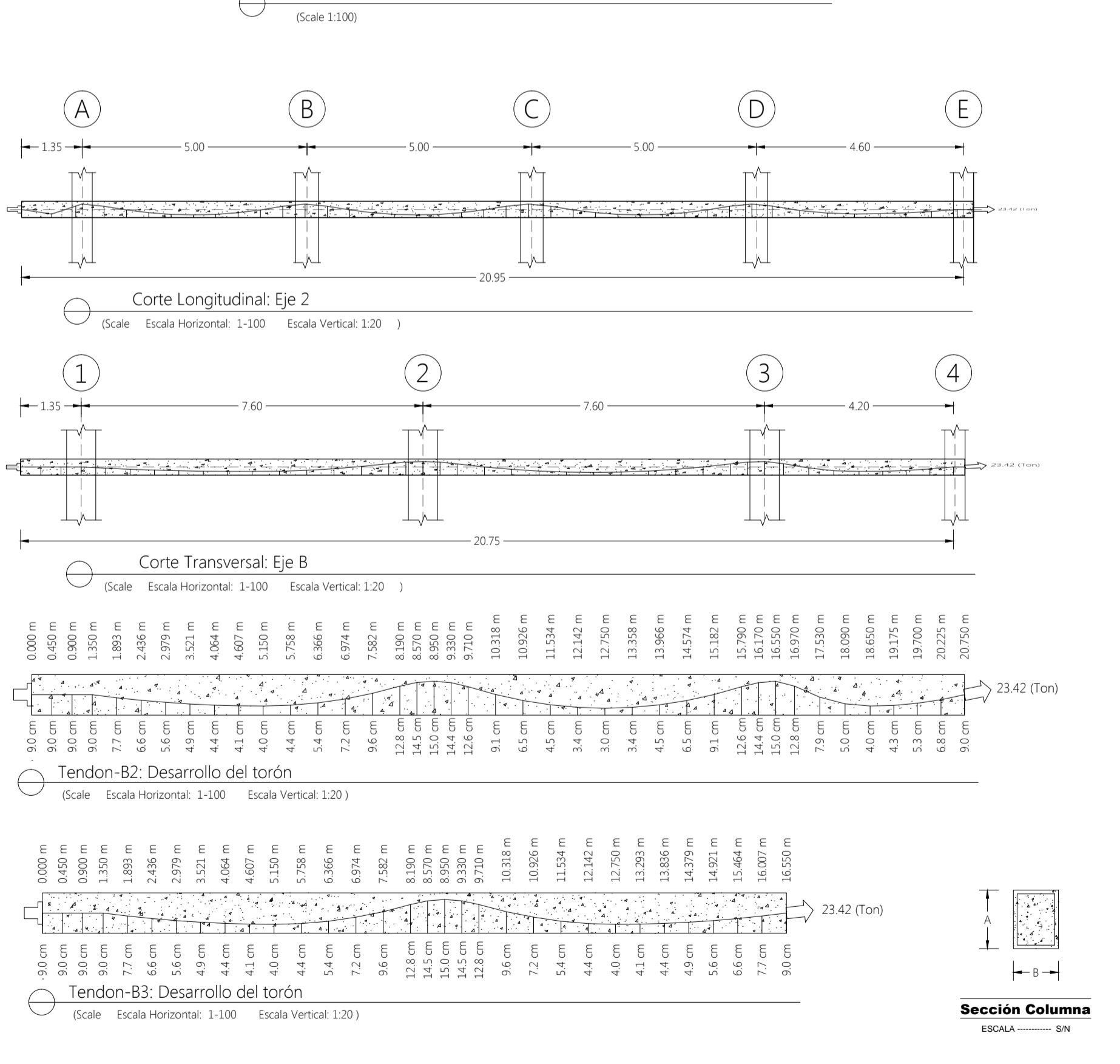
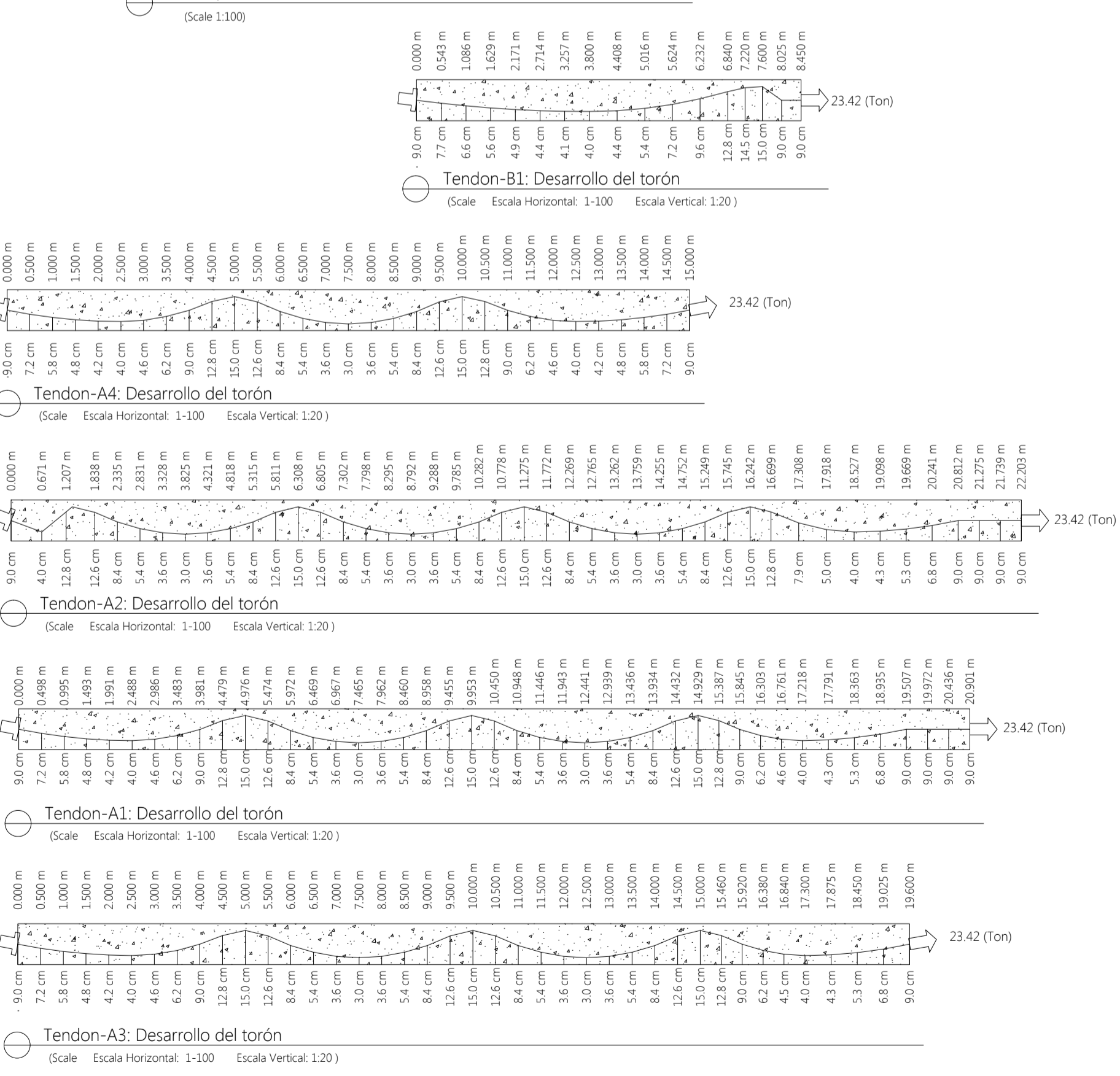
DEL NIVEL N+7.74



Tendon-B2			Tendon-A1			Tendon-A2			Tendon-A3			Tendon-B3		
Nº	Ordenar	Nivel	Nº	Ordenar	Nivel	Nº	Ordenar	Nivel	Nº	Ordenar	Nivel	Nº	Ordenar	Nivel
1	1000*	1000*	1	1000*	1000*	1	1000*	1000*	1	1000*	1000*	1	1000*	1000*
2	1000*	1000*	2	1000*	1000*	2	1000*	1000*	2	1000*	1000*	2	1000*	1000*
3	1000*	1000*	3	1000*	1000*	3	1000*	1000*	3	1000*	1000*	3	1000*	1000*
4	1000*	1000*	4	1000*	1000*	4	1000*	1000*	4	1000*	1000*	4	1000*	1000*
5	1000*	1000*	5	1000*	1000*	5	1000*	1000*	5	1000*	1000*	5	1000*	1000*
6	1000*	1000*	6	1000*	1000*	6	1000*	1000*	6	1000*	1000*	6	1000*	1000*
7	1000*	1000*	7	1000*	1000*	7	1000*	1000*	7	1000*	1000*	7	1000*	1000*
8	1000*	1000*	8	1000*	1000*	8	1000*	1000*	8	1000*	1000*	8	1000*	1000*
9	1000*	1000*	9	1000*	1000*	9	1000*	1000*	9	1000*	1000*	9	1000*	1000*
10	1000*	1000*	10	1000*	1000*	10	1000*	1000*	10	1000*	1000*	10	1000*	1000*
11	1000*	1000*	11	1000*	1000*	11	1000*	1000*	11	1000*	1000*	11	1000*	1000*
12	1000*	1000*	12	1000*	1000*	12	1000*	1000*	12	1000*	1000*	12	1000*	1000*
13	1000*	1000*	13	1000*	1000*	13	1000*	1000*	13	1000*	1000*	13	1000*	1000*
14	1000*	1000*	14	1000*	1000*	14	1000*	1000*	14	1000*	1000*	14	1000*	1000*
15	1000*	1000*	15	1000*	1000*	15	1000*	1000*	15	1000*	1000*	15	1000*	1000*
16	1000*	1000*	16	1000*	1000*	16	1000*	1000*	16	1000*	1000*	16	1000*	1000*
17	1000*	1000*	17	1000*	1000*	17	1000*	1000*	17	1000*	1000*	17	1000*	1000*
18	1000*	1000*	18	1000*	1000*	18	1000*	1000*	18	1000*	1000*	18	1000*	1000*
19	1000*	1000*	19	1000*	1000*	19	1000*	1000*	19	1000*	1000*	19	1000*	1000*
20	1000*	1000*	20	1000*	1000*	20	1000*	1000*	20	1000*	1000*	20	1000*	1000*
21	1000*	1000*	21	1000*	1000*	21	1000*	1000*	21	1000*	1000*	21	1000*	1000*
22	1000*	1000*	22	1000*	1000*	22	1000*	1000*	22	1000*	1000*	22	1000*	1000*

PLANILLA DE ACEROS											
Mc.	Tipo	Ø	Nº	Dimensiones					Long. Desar.	Long. Corte	Observaciones
				a	b	l	l'	l''			
ARMADO DE VIGA BANDA DE ANCLAJES PASIVOS Y ACTIVOS											
Mc100	C	12	16	11.60	0.20			12.00	192.00		
Mc101	O	10	640	0.15	0.20		0.05	0.40	512.00		
ACERO A LOS LADOS DE LA VIGA BANDA DE LOS EJES A, B, C, D, E (ARMADO TIPO PUENTES)											
Mc102	C	12	60	11.60	0.20			12.00	720.00		
ARMADO GENERAL EN CABEZA DE COLUMNAS											
Mc103	I	12	18	2.00				2.00	36.00		

Malla Electrosoldada		Diámetro		s		18		12	
Proveedor	Tipo	Cont.	Peso Kg/ml	0.347	0.617	0.888			
Ideal Alambre	U-221	56	Long.	512.00	948.00	TOTAL Kg.			
ARMEX® ULTRA	U-221	56	Total Kg.	0.00	315.90	841.82	1157.73		



	FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA 	PROYECTO: “ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSA DE HORMIGÓN ARMADO CON ELEMENTOS POSTENSADOS”.	CONTENIDO: PLANO CONSTRUCCIÓN DE LA LOSA DEL ENTREPISO N+7.74	CALCULÓ: Ego. Marco Vinicio Quilumba B.	REVISÓ: Miguel Mora Ing. Civil	OBSERVACIONES: <table border="1"> <thead> <tr> <th>Nº</th> <th>ID</th> <th>Revisión</th> <th>Fecha</th> <th>Hora</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>	Nº	ID	Revisión	Fecha	Hora																				
		Nº	ID	Revisión	Fecha		Hora																								
DIBUJÓ: Ego. Marco Vinicio Quilumba B.	APROBÓ: Miguel Mora Ing. Civil	LAMINA Nº: 1/1	FECHA: Abril / 2015	CÓDIGOS DE DISEÑO: ACI 318-08 NEC - 2015	ESCALA: INDICADAS	Columnas : $f_c=300 \text{ Kg/cm}^2$ Losa : $f_c=400 \text{ Kg/cm}^2$ Acero Preesforzado : $f_{ps}=18650 \text{ Kg/cm}^2$ Acero Dulce : $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$																									