



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

TRABAJO EXPERIMENTAL PREVIO LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERA CIVIL

TEMA:

“ANÁLISIS DE LA FACTIBILIDAD DEL CAMBIO DE USO DE LA EDIFICACIÓN DEL PROYECTO DE LA FAMILIA PALLO SARABIA EN LA PARROQUIA SAN FRANCISCO, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA”

AUTORA: Joselyn Carolina Chicaiza Ayme

TUTORA: Ing. M.Sc. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre

AMBATO - ECUADOR

Septiembre – 2022

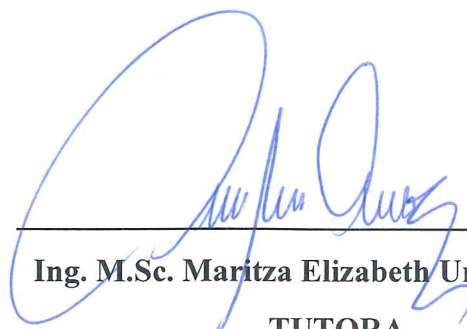
CERTIFICACIÓN

En mi calidad de Tutora del Trabajo Experimental, previo a la obtención del Título de Ingeniera Civil, con el tema: **“ANÁLISIS DE LA FACTIBILIDAD DEL CAMBIO DE USO DE LA EDIFICACIÓN DEL PROYECTO DE LA FAMILIA PALLO SARABIA EN LA PARROQUIA SAN FRANCISCO, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA”**, elaborado por la Srta. **Joselyn Carolina Chicaiza Ayme**, portadora de la cédula de ciudadanía: C.I. 1805332325, estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Certifico:

- Que el presente trabajo experimental es original de su autora.
- Ha sido revisado cada uno de sus capítulos componentes.
- Esta concluido en su totalidad.

Ambato, septiembre 2022



Ing. M.Sc. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre
TUTORA

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Yo, **Joselyn Carolina Chicaiza Ayme**, con C.I. 1805332325 declaro que todas las actividades y contenidos expuestos en el presente trabajo experimental con el tema **“ANÁLISIS DE LA FACTIBILIDAD DEL CAMBIO DE USO DE LA EDIFICACIÓN DEL PROYECTO DE LA FAMILIA PALLO SARABIA EN LA PARROQUIA SAN FRANCISCO, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA”**, así como también tablas, gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autora del proyecto, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el mismo.

Ambato, septiembre 2022

Joselyn Carolina Chicaiza Ayme

C.I. 1805332325

AUTORA

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este Trabajo Experimental o parte de él, un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos en línea patrimoniales de mi Trabajo Experimental, con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este documento dentro de las regulaciones de la Universidad, siempre y cuando esta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, septiembre 2022

Joselyn Carolina Chicaiza Ayme

C.I. 1805332325

AUTORA

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el informe del Trabajo Experimental, realizado por la estudiante Joselyn Carolina Chicaiza Ayme de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: **“ANÁLISIS DE LA FACTIBILIDAD DEL CAMBIO DE USO DE LA EDIFICACIÓN DEL PROYECTO DE LA FAMILIA PALLO SARABIA EN LA PARROQUIA SAN FRANCISCO, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA”**.

Ambato, septiembre 2022

Para constancia firman:



Ing. Mg. Carlos Patricio Navarro Peñaherrera
MIEMBRO CALIFICADOR



Ing. Mg. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla
MIEMBRO CALIFICADOR

DEDICATORIA

Dedico este trabajo de titulación a las personas más importantes de mi vida, mi madre María por el amor, y el sacrificio realizado para educarme y hacerme mejor persona, a mi tía Blanca quien por varios años me ha brindado sus consejos, su amor, y su apoyo incondicional para seguir adelante, a todos mis tíos y mis abuelitos quienes me han apoyado emocional y económicamente en este camino para formarme como profesional.

Joselyn Chicaiza

AGRADECIMIENTO

A **DIOS** quien me ha dado salud y vida para alcanzar las metas planteadas en mi vida como estudiante.

A **MI MADRE** María por ser el motor impulsador de mis metas.

A **MIS ABUELITOS** María y José por estar siempre a mi lado apoyándome y brindándome su amor.

A **MIS TIOS** Blanca, Luis, Orlando, Fernando y Jaime por siempre estar pendientes de mí y de mis estudios, así como por la confianza y el cariño que siempre depositaron en mí.

A **MIS AMIGOS** Elizabeth, Estefanía, Josselin y Fernando con quienes compartí muchos buenos momentos como estudiante gracias por su amistad y su apoyo a lo largo de toda la carrera.

A **TODOS LOS DOCENTES** de la carrera de ingeniería civil por impartir todos sus conocimientos.

A **MI TUTORA** Ing. M.Sc. Maritza Ureña por la asesoría y el tiempo brindado para poder culminar mi trabajo de titulación.

Al **DR. JAIME PALLO** por haberme dado la oportunidad y el respaldo de realizar esta investigación en su edificación.

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN	ii
AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN	iii
DERECHOS DE AUTOR	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO	v
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO	vii
ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS.....	viii
ÍNDICE DE TABLAS	xii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xviii
RESUMEN.....	xxv
ABSTRACT.....	xxvi
CAPÍTULO I.- MARCO TEÓRICO	1
1.1. Antecedentes Investigativos	1
1.1.1. Fundamentación Teórica.....	4
1.1.1.1. Cambio de uso de edificación.....	4
1.1.1.2. Parámetros de rehabilitación de estructuras.....	4
1.1.1.3. Patologías estructurales.....	6
1.1.1.4. Tipo de perfiles de suelos para el diseño sísmico.....	7
1.1.1.5. Irregularidad/configuración estructural	8
1.1.1.6. Nivel de ocupación de estructuras	11
1.1.1.7. Factor de reducción de resistencia sísmica R	12
1.1.1.8. Aspectos generales del riesgo sísmico.....	14
1.1.1.9. Zonificación sísmica y factor Z	15
1.1.1.10. Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d , y F_s	16
1.1.1.11. Curvas de peligro sísmico	18

1.1.1.12.	Evaluación numérica en edificaciones	19
1.1.1.13.	Capacidad	22
1.1.1.14.	Rotula plástica	27
1.1.1.15.	Demanda.....	30
1.1.1.16.	Desempeño sísmico	38
1.1.1.17.	Ensayo esclerométrico.....	50
1.1.1.18.	Análisis de elementos estructurales.....	51
1.2.	Objetivos	53
1.2.1.	Objetivo General	53
1.2.2.	Objetivos Específicos.....	53
1.3.	Hipótesis.....	53
1.3.1.	Variable dependiente.....	53
1.3.2.	Variable Independiente	53
CAPÍTULO II.- METODOLOGÍA		54
2.1.	Materiales y equipos.....	54
2.1.1.	Materiales.....	54
2.1.2.	Equipos.....	54
2.2.	Métodos	55
2.2.1.	Modalidad básica de la investigación	55
2.2.2.	Nivel o tipo de investigación.....	56
2.2.3.	Población y muestra	56
2.2.4.	Plan de recolección de la información	56
2.2.5.	Plan de procesamiento y análisis de la información	57
2.2.6.	Recolección de datos.....	57
2.2.6.1.	Planos de la edificación	57
2.2.6.2.	Ubicación	59
2.2.6.3.	Estudio de suelos	60
2.2.6.4.	Descripción de la estructura en análisis	62
2.2.6.5.	Resistencia del hormigón.....	65

2.2.6.6.	Resistencia del acero de refuerzo.....	73
2.2.6.7.	Cuantificación de cargas.....	84
2.2.7.	Análisis dinámico espectral.....	110
2.2.7.1.	Definición de los materiales	111
2.2.7.2.	Definición de elementos estructurales	114
2.2.7.3.	Definición de patrones de carga.....	118
2.2.7.4.	Definición del espectro de respuesta	118
2.2.7.5.	Definición de la masa modal	119
2.2.7.6.	Efectos P-Delta	120
2.2.7.7.	Definición de los casos modales.....	120
2.2.7.8.	Definición de casos de carga	121
2.2.7.9.	Definición de las combinaciones de carga.....	121
2.2.8.	Análisis estático no lineal Pushover.....	121
2.2.8.1.	Parámetros no lineales de los materiales	121
2.2.8.2.	Inercias agrietadas.....	123
2.2.8.3.	Definición de la carga gravitacional no lineal	124
2.2.8.4.	Pushover sentido X-Y	124
2.2.8.5.	Definición de rotulas plásticas.....	125
CAPÍTULO III.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN		128
3.1.	Análisis y discusión de los resultados	128
3.1.1.	Análisis modal espectral	128
3.1.1.1.	Periodo fundamental de vibración	130
3.1.1.2.	Torsión.....	132
3.1.1.3.	Acumulación de masa modal	133
3.1.1.4.	Cortante basal estático vs. Cortante basal dinámico.....	135
3.1.1.5.	Derivas de piso.....	139
3.1.2.	Análisis de los elementos estructurales.....	152
3.1.2.1.	Análisis en vigas	153

3.1.2.2.	Análisis en columnas	167
3.1.2.3.	Análisis en muros de corte.....	182
3.1.3.	Análisis estático no lineal Pushover.....	187
3.1.3.1.	Formación de las rótulas plásticas	188
3.1.3.2.	Curva de capacidad.....	202
3.1.3.3.	Punto de desempeño	206
3.1.3.4.	Representación bilineal de la curva de capacidad	218
3.1.3.5.	Evaluación del nivel de desempeño.....	220
3.2.	Verificación de la hipótesis.....	224
CAPÍTULO IV.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		225
4.1.	Conclusiones	225
4.2.	Recomendaciones.....	227
MATERIALES DE REFERENCIA		228
Referencias Bibliográficas		228
Anexos		233

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 1: Clasificación de los perfiles de suelo.....	7
Tabla N° 2: Configuraciones estructurales recomendadas.....	8
Tabla N° 3: Configuraciones estructurales no recomendadas.....	9
Tabla N° 4: Coeficientes de irregularidad en planta.....	10
Tabla N° 5: Coeficientes de irregularidad en elevación.....	11
Tabla N° 6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	12
Tabla N° 7: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.....	13
Tabla N° 8: Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.....	14
Tabla N° 9: Valores de factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	16
Tabla N° 10: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a	17
Tabla N° 11: Tipo de suelo y Factores de sitio F_d	17
Tabla N° 12: Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s	18
Tabla N° 13: Parámetros para modelación de vigas de concreto.....	29
Tabla N° 14: Parámetros para la modelación de columnas de concreto.....	29
Tabla N° 15: Condiciones usadas para columnas.....	30
Tabla N° 16: Niveles de amenaza sísmica para diseño y evaluación.....	31
Tabla N° 17: Niveles de amenaza sísmica.....	32
Tabla N° 18: Nivel de desempeño de la edificación VISION 2000.....	41
Tabla N° 19: Niveles de desempeño para las estructuras.....	45
Tabla N° 20: Matriz de objetivos de diseño.....	48
Tabla N° 21: Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales.....	48
Tabla N° 22: Objetivos de desempeño.....	49
Tabla N° 23: Objetivo básico de desempeño equivalente a los nuevos estándares de construcción.....	50
Tabla N° 24: Especificaciones técnicas de los equipos.....	54
Tabla N° 25: Coordenadas de la edificación en estudio.....	60
Tabla N° 26: Características de cimentación.....	61
Tabla N° 27: Velocidad de onda de corte.....	61
Tabla N° 28: Resumen de áreas y usos de la edificación.....	62

Tabla N° 29: Datos de ensayo esclerométrico N+0.33	68
Tabla N° 30: Datos de ensayo esclerométrico N+3.93	68
Tabla N° 31: Datos de ensayo esclerométrico N+7.53	69
Tabla N° 32: Datos de ensayo esclerométrico N+11.13	69
Tabla N° 33: Datos de ensayo esclerométrico N+14.73	70
Tabla N° 34: Cálculo del error para validación de la resistencia a la compresión del concreto	70
Tabla N° 35: Datos de la columna C1 de 50x50cm	75
Tabla N° 36: Armado de la columna C1 de 50x50cm	75
Tabla N° 37: Separación de estribos de la columna C1 de 50x50cm.....	75
Tabla N° 38: Datos de la columna C2 de 50x80cm	76
Tabla N° 39: Armado de la columna C2 de 50x80cm	76
Tabla N° 40: Separación de estribos de la columna C2 de 50x80cm.....	76
Tabla N° 41: Datos de la columna C3 de 30x50cm	77
Tabla N° 42: Armado de la columna C3 de 30x50cm	77
Tabla N° 43: Separación de estribos de la columna C3 de 30x50cm.....	77
Tabla N° 44: Datos de la columna C4 de 30x30cm	78
Tabla N° 45: Datos de la columna C4 de 30x30cm	78
Tabla N° 46: Separación de estribos de la columna C4 de 30x30cm.....	78
Tabla N° 47: Armado final de columnas	79
Tabla N° 48: Datos de la viga V1 de 35x40cm	81
Tabla N° 49: Armado de la viga V1 de 35x40cm	82
Tabla N° 50: Separación de estribos de la viga V1 de 35x40cm	82
Tabla N° 51: Datos de la viga V2 de 30x40cm	82
Tabla N° 52: Armado de la viga V2 de 30x40cm	82
Tabla N° 53: Separación de estribos de la viga V2 de 30x40cm	83
Tabla N° 54: Perfiles laminados tipo IPE del catálogo DIPAC	83
Tabla N° 55: Armado final de vigas.....	84
Tabla N° 56: Pesos específicos de los materiales.....	85
Tabla N° 57: Carga muerta de losa alivianada	85
Tabla N° 58: Carga muerta de losa deck	86
Tabla N° 59: Carga muerta de pared tipo 1	87
Tabla N° 60: Carga muerta de pared tipo 2.....	87

Tabla N° 61: Carga muerta de pared tipo 2 (volados).....	88
Tabla N° 62: Carga muerta de pared tipo 1	89
Tabla N° 63: Cuantificación de cargas para cubiertas metálicas	91
Tabla N° 64: Carga viva para hotel	91
Tabla N° 65: Carga viva para hospital	92
Tabla N° 66: Coeficientes para Ct.....	94
Tabla N° 67: Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T	94
Tabla N° 68: Factores para la construcción del espectro de respuesta (hotel)	94
Tabla N° 69: Valores de espectro para análisis sísmico dinámico (hotel)	96
Tabla N° 70: Factores para la construcción del espectro de respuesta (hospital)	99
Tabla N° 71: Valores de espectro para análisis sísmico dinámico (hospital).....	101
Tabla N° 72: Coeficientes de perfil del suelo para niveles de amenaza sísmica.....	105
Tabla N° 73: Factores para la construcción de niveles de amenaza sísmica.....	106
Tabla N° 74: Valores de niveles de amenaza sísmica para análisis por desempeño	107
Tabla N° 75: Resumen de los datos para el modelamiento estructural	110
Tabla N° 76: Longitud de rótulas plásticas de viga V1 y columna C1	126
Tabla N° 77: Periodos de vibración (hotel).....	130
Tabla N° 78: Recálculo del coeficiente de cortante basal y factor de distribución de fuerzas (hotel).....	131
Tabla N° 79: Factores de participación (hotel)	132
Tabla N° 80: Acumulación de la masa modal Bloque 1A (hotel).....	133
Tabla N° 81: Acumulación de la masa modal Bloque 1B (hotel).....	133
Tabla N° 82: Acumulación de la masa modal Bloque 1C (hotel).....	134
Tabla N° 83: Verificación de los cortantes Bloque 1A (hotel)	135
Tabla N° 84: Verificación de los cortantes Bloque 1B (hotel).....	136
Tabla N° 85: Verificación de los cortantes Bloque 1C (hotel).....	138
Tabla N° 86: Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso	140
Tabla N° 87: Derivas inelásticas estáticas dirección X Bloque 1A (hotel).....	140
Tabla N° 88: Derivas inelásticas estáticas dirección Y Bloque 1A (hotel).....	141
Tabla N° 89: Derivas inelásticas dinámicas dirección X Bloque 1A (hotel)	142
Tabla N° 90: Derivas inelásticas dinámicas dirección Y Bloque 1A (hotel)	143

Tabla N° 91: Derivas inelásticas estáticas dirección X Bloque 1B (hotel)	144
Tabla N° 92: Derivas inelásticas estáticas dirección Y Bloque 1B (hotel)	145
Tabla N° 93: Derivas inelásticas dinámicas dirección X Bloque 1B (hotel)	146
Tabla N° 94: Derivas inelásticas dinámicas dirección Y Bloque 1B (hotel)	147
Tabla N° 95: Derivas inelásticas estáticas dirección X Bloque 1C (hotel)	148
Tabla N° 96: Derivas inelásticas estáticas dirección Y Bloque 1C (hotel)	149
Tabla N° 97: Derivas inelásticas dinámicas dirección X Bloque 1C (hotel)	150
Tabla N° 98: Derivas inelásticas dinámicas dirección Y Bloque 1C (hotel)	151
Tabla N° 99: Momento de diseño y armadura de flexión por momento M_d , Bloque 1A (hotel)-V1	153
Tabla N° 100: Momento de diseño y armadura de flexión por momento M_d , Bloque 1B (hotel)-V1	155
Tabla N° 101: Momento de diseño y armadura de flexión por momento M_d , Bloque 1B (hotel)-V2	155
Tabla N° 102: Momento de diseño y armadura de flexión por momento M_d , Bloque 1C (hotel)-V1	156
Tabla N° 103: Sección óptima de viga Bloque 1A (hotel)-V1	157
Tabla N° 104: Sección óptima de viga Bloque 1B (hotel)-V1	157
Tabla N° 105: Sección óptima de viga Bloque 1B (hotel)-V2	158
Tabla N° 106: Sección óptima de viga Bloque 1C (hotel)-V1	159
Tabla N° 107: Diseño de Corte/Torsión para V_{u2} y T_u , Bloque 1A (hotel)-V1	161
Tabla N° 108: Diseño de Corte/Torsión para V_{u2} y T_u , Bloque 1B (hotel)-V1	162
Tabla N° 109: Diseño de Corte/Torsión para V_{u2} y T_u , Bloque 1B (hotel)-V2	162
Tabla N° 110: Diseño de Corte/Torsión para V_{u2} y T_u , Bloque 1C (hotel)-V1	163
Tabla N° 111: Análisis a corte en vigas Bloque 1A (hotel)-V1	163
Tabla N° 112: Análisis a corte en vigas Bloque 1B (hotel)-V1	164
Tabla N° 113: Análisis a corte en vigas Bloque 1B (hotel)-V2	164
Tabla N° 114: Análisis a corte en vigas Bloque 1C (hotel)-V1	165
Tabla N° 115: Capacidad de Torsión Bloque 1A (hotel) - V1	166
Tabla N° 116: Capacidad de Torsión Bloque 1B (hotel) - V1	166
Tabla N° 117: Capacidad de Torsión Bloque 1B (hotel) - V2	166
Tabla N° 118: Capacidad de Torsión Bloque 1C (hotel) - V1	167
Tabla N° 119: Análisis a torsión en vigas (hotel)	167

Tabla N° 120: Tipos de columnas existentes	168
Tabla N° 121: Puntos para el diagrama de iteración en columna C1, sentido X-Y (hotel)	169
Tabla N° 122: Casos de cargas actuantes en columna C1 (hotel)	170
Tabla N° 123: Puntos para el diagrama de iteración en columna C2, sentido Y (hotel)	172
Tabla N° 124: Puntos para el diagrama de iteración en columna C2, sentido X (hotel)	173
Tabla N° 125: Casos de cargas actuantes en columna C2 (hotel)	173
Tabla N° 126: Puntos para el diagrama de iteración en columna C3, sentido Y (hotel)	175
Tabla N° 127: Puntos para el diagrama de iteración en columna C3, sentido X (hotel)	176
Tabla N° 128: Casos de cargas actuantes en columna C3 (hotel)	176
Tabla N° 129: Puntos para el diagrama de iteración en columna C4, sentido X-Y (hotel)	178
Tabla N° 130: Casos de cargas actuantes en columna C4 (hotel)	179
Tabla N° 131: Análisis a corte de columnas sentido X (hotel)	180
Tabla N° 132: Análisis a corte en columnas sentido Y (hotel)	181
Tabla N° 133: Puntos para el diagrama de iteración en muro, sentido Y (hotel).....	183
Tabla N° 134: Puntos para el diagrama de iteración en muro, sentido -Y (hotel) ...	184
Tabla N° 135: Puntos para el diagrama de iteración en muro, sentido X (hotel).....	184
Tabla N° 136: Puntos para el diagrama de iteración en muro, sentido -X (hotel) ...	184
Tabla N° 137: Casos de cargas actuantes en muro de corte (hotel)	185
Tabla N° 138: Rótulas plásticas, desplazamiento y cortante alcanzado, sentido X Bloque 1A(hotel).....	188
Tabla N° 139: Rótulas plásticas, desplazamiento y cortante alcanzado, sentido Y Bloque 1A(hotel).....	190
Tabla N° 140: Rótulas plásticas, desplazamiento y cortante alcanzado, sentido X Bloque 1B(hotel).....	192
Tabla N° 141: Rótulas plásticas, desplazamiento y cortante alcanzado, sentido Y Bloque 1B(hotel).....	195

Tabla N° 142: Rótulas plásticas, desplazamiento y cortante alcanzado, sentido X Bloque 1C(hotel).....	198
Tabla N° 143: Rótulas plásticas, desplazamiento y cortante alcanzado, sentido Y Bloque 1C(hotel).....	200
Tabla N° 144: Puntos de bilinealización de la curva de capacidad, sentido X Bloque 1B (hotel)	218
Tabla N° 145: Puntos de bilinealización de la curva de capacidad, sentido Y Bloque 1B (hotel)	219
Tabla N° 146: Niveles de desempeño esperado sentido X Bloque 1B (hotel).....	221
Tabla N° 147: Nivel de desempeño obtenido por cada demanda sísmica en sentido Y Bloque 1B	222
Tabla N° 148: Niveles de desempeño esperado sentido Y Bloque 1B (hotel).....	222

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. N° 1: Causas de intervención y tipos de intervención posibles	6
Fig. N° 2: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.....	16
Fig. N° 3: Curvas de peligro sísmico, Ambato.....	19
Fig. N° 4: Metodología del método análisis modal espectral.....	20
Fig. N° 5: Espectro de diseño de la NEC	21
Fig. N° 6: Secuencia del proceso del análisis PUSHOVER.....	21
Fig. N° 7: Modelo de Whitney para el hormigón armado.....	22
Fig. N° 8: Modelo de Mander para el hormigón confinado y no confinado	23
Fig. N° 9: Modelo elastoplástico para el acero	24
Fig. N° 10: Modelo trilineal para el acero.....	24
Fig. N° 11: Modelo de Park y Paulay para el acero	25
Fig. N° 12: Curvatura ϕ de una sección sometida a un momento flector M	26
Fig. N° 13: Curva de capacidad.....	27
Fig. N° 14: Longitud de plastificación	27
Fig. N° 15: Relación de fuerza-deformación.....	28
Fig. N° 16: Representación bilineal de la curva de capacidad	34
Fig. N° 17: Espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento (ADRS) que muestra el periodo efectivo y los parámetros del amortiguamiento del sistema lineal equivalente, junto con la curva de capacidad.....	35
Fig. N° 18: Conversión de la curva de demanda a espectro de demanda.....	36
Fig. N° 19: Factores de participación y coeficiente de masa modal	37
Fig. N° 20: Espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento modificado (MADRS) con periodo secante	37
Fig. N° 21: Determinación del punto de desempeño mediante iteración directa (Procedimiento A).....	39
Fig. N° 22: Determinación del punto de desempeño mediante la intersección del espectro de capacidad y curva MADRS (Procedimiento B).....	39
Fig. N° 23: Lugar geométrico de posibles puntos de desempeño utilizando MADRS	40
Fig. N° 24: Sectorización de la curva de capacidad	47

Fig. N° 25: Ensayo esclerométrico.....	50
Fig. N° 26: Diagrama de Whitney.....	51
Fig. N° 27: Planta Baja Existente Nivel N+0.33.....	58
Fig. N° 28: Planta Baja Modificada Nivel N+0.33.....	59
Fig. N° 29: Fachada Frontal Modificada Calle Pérez de Anda.....	59
Fig. N° 30: Ubicación de edificio de estudio.....	60
Fig. N° 31: Vista en planta de la edificación N+0.33.....	64
Fig. N° 32: Fachada frontal de la edificación.....	65
Fig. N° 33: Losa bloque 1C, nivel N+0.33.....	66
Fig. N° 34: Losa bloque 1C, nivel N+3.93.....	66
Fig. N° 35: Losa bloque 1A, nivel N+7.53.....	67
Fig. N° 36: Losa bloque 1B, nivel N+11.13, N+14.73.....	67
Fig. N° 37: Curva de regresión para estimar $f'c$ (MPa) Proceq/Horizontal.....	71
Fig. N° 38: Curva de regresión para estimar $f'c$ (MPa) Proceq/Vertical hacia abajo.....	72
Fig. N° 39: Ensayo esclerométrico con la norma ASTM C805.....	73
Fig. N° 40: Separación de estribos en columnas.....	74
Fig. N° 41: Separación de estribos en vigas.....	80
Fig. N° 42: Espectro de respuesta $T_r=475$ años (hotel).....	99
Fig. N° 43: Espectro de respuesta $T_r=475$ años (hospital).....	104
Fig. N° 44: Curvas de peligro sísmico, Ambato.....	105
Fig. N° 45: Espectros elásticos correspondientes a los niveles de amenaza sísmica.....	110
Fig. N° 46: Definición de hormigón.....	112
Fig. N° 47: Definición de acero de varillas.....	112
Fig. N° 48: Definición de acero estructural.....	113
Fig. N° 49: Definición de material de placa deck.....	113
Fig. N° 50: Definición de columnas.....	114
Fig. N° 51: Definición de vigas.....	115
Fig. N° 52: Definición de perfil metálico.....	115
Fig. N° 53: Definición de losa alivianada.....	116
Fig. N° 54: Corte transversal de losa deck.....	116
Fig. N° 55: Definición de losa deck.....	117
Fig. N° 56: Definición de muros.....	117

Fig. N° 57: Definición de patrones de carga Bloque 1C	118
Fig. N° 58: Espectro de respuesta inelástico NEC	119
Fig. N° 59: Definición de la masa modal	119
Fig. N° 60: Definición de efectos P-Delta.....	120
Fig. N° 61: Definición de casos modales	120
Fig. N° 62: Definición de casos de carga	121
Fig. N° 63: Combinaciones de carga.....	121
Fig. N° 64: Parámetros no lineales del hormigón	122
Fig. N° 65: Diagrama tipo esfuerzo vs. deformación columna C4	122
Fig. N° 66: Definición del Modelo de Park para el acero	123
Fig. N° 67: Inercias agrietadas columnas y vigas.....	123
Fig. N° 68: Definición de la carga gravitacional no lineal	124
Fig. N° 69: Definición del Pushover sentido X.....	125
Fig. N° 70: Definición de Pushover sentido Y	125
Fig. N° 71: Definición de rótulas plásticas en vigas	126
Fig. N° 72: Definición de rótulas plásticas en columnas	127
Fig. N° 73: Esquemmatización 3D del Bloque 1A.....	128
Fig. N° 74: Esquemmatización 3D del bloque 1B.....	129
Fig. N° 75: Esquemmatización 3D del Bloque 1C.....	129
Fig. N° 76: Cortante basal estático y dinámico sentido X Bloque 1A (hotel).....	135
Fig. N° 77: Cortante basal estático y dinámico sentido Y Bloque 1A (hotel).....	136
Fig. N° 78: Cortante basal estático y dinámico sentido X Bloque 1B (hotel).....	137
Fig. N° 79: Cortante basal estático y dinámico sentido Y Bloque 1B (hotel).....	137
Fig. N° 80: Cortante basal estático y dinámico sentido X Bloque 1C (hotel).....	138
Fig. N° 81: Cortante basal estático y dinámico sentido Y Bloque 1C (hotel).....	139
Fig. N° 82: Derivas inelásticas estáticas dirección X Bloque 1A (hotel).....	141
Fig. N° 83: Derivas inelásticas estáticas dirección Y Bloque 1A (hotel).....	142
Fig. N° 84: Derivas inelásticas dinámicas dirección X Bloque 1A (hotel).....	143
Fig. N° 85: Derivas inelásticas dinámicas dirección Y Bloque 1A (hotel).....	144
Fig. N° 86: Derivas inelásticas estáticas dirección X Bloque 1B (hotel).....	145
Fig. N° 87: Derivas inelásticas estáticas dirección Y Bloque 1B (hotel).....	146
Fig. N° 88: Derivas inelásticas dinámicas dirección X Bloque 1B (hotel)	147
Fig. N° 89: Derivas inelásticas dinámicas dirección Y Bloque 1B (hotel)	148

Fig. N° 90: Derivas inelásticas estáticas dirección X Bloque 1C (hotel).....	149
Fig. N° 91: Derivas inelásticas estáticas dirección Y Bloque 1C (hotel).....	150
Fig. N° 92: Derivas inelásticas dinámicas dirección X Bloque 1C (hotel)	151
Fig. N° 93: Derivas inelásticas dinámicas dirección Y Bloque 1C (hotel)	152
Fig. N° 94: Acero de refuerzo longitudinal en vigas del N+7.53 Bloque 1A (hotel)	153
Fig. N° 95: Acero de refuerzo longitudinal en vigas del N+3.93 Bloque 1B (hotel)	154
Fig. N° 96: Acero de refuerzo longitudinal en vigas del N+7.53 Bloque 1B (hotel)	154
Fig. N° 97: Acero de refuerzo longitudinal en vigas del N+0.33 Bloque 1C (hotel)	155
Fig. N° 98: Acero de refuerzo transversal en vigas del N+7.53 Bloque 1A (hotel)	160
Fig. N° 99: Acero de refuerzo transversal en vigas del N+7.53 Bloque 1B (hotel)	161
Fig. N° 100: Acero de refuerzo transversal en vigas del N+3.93 Bloque 1B (hotel)	161
Fig. N° 101: Acero de refuerzo transversal en vigas del N+0.33 Bloque 1C (hotel)	162
Fig. N° 102: Relación demanda/capacidad en columnas Bloque 1A (hotel)	168
Fig. N° 103: Relación demanda/capacidad en columnas Bloque 1B (hotel)	169
Fig. N° 104: Diagrama de iteraciones en columna C1, sentido Y (hotel).....	171
Fig. N° 105: Diagrama de iteraciones en columna C1, sentido X (hotel).....	172
Fig. N° 106: Diagrama de iteraciones en columna C2, sentido Y (hotel).....	174
Fig. N° 107: Diagrama de iteraciones en columna C2, sentido X (hotel).....	175
Fig. N° 108: Diagrama de iteraciones en columna C3, sentido Y (hotel).....	177
Fig. N° 109: Diagrama de iteraciones en columna C3, sentido X (hotel).....	178
Fig. N° 110: Diagrama de iteraciones en columna C4, sentido Y (hotel).....	179
Fig. N° 111: Diagrama de iteraciones en columna C4, sentido X (hotel).....	180
Fig. N° 112: Relación demanda/capacidad en muros Bloque 1B (hotel).....	182
Fig. N° 113: Sección transversal de muro más crítico Bloque 1B (hotel)	183
Fig. N° 114: Diagrama de iteraciones en muro, sentido Y (hotel).....	186
Fig. N° 115: Diagrama de iteraciones en muro, sentido X (hotel).....	187
Fig. N° 116: Formación de rótulas plásticas sentido X, paso 1 Bloque1A(hotel) ..	188

Fig. N° 117: Formación de rótulas plásticas sentido X, paso 2 Bloque 1A(hotel) ..	189
Fig. N° 118: Formación de rótulas plásticas sentido X, paso 3 Bloque 1A(hotel) .	189
Fig. N° 119: Formación de rótulas plásticas sentido Y, paso 1 Bloque 1A(hotel) .	190
Fig. N° 120: Formación de rótulas plásticas sentido Y, paso 2 Bloque 1A(hotel) ..	191
Fig. N° 121: Formación de rótulas plásticas sentido Y, paso 5 Bloque 1A(hotel) .	191
Fig. N° 122: Formación de rótulas plásticas sentido X, paso 1 Bloque 1B(hotel)..	193
Fig. N° 123: Formación de rótulas plásticas sentido X, paso 4 Bloque 1B(hotel)..	193
Fig. N° 124: Formación de rótulas plásticas sentido X, paso 8 Bloque 1B(hotel)..	194
Fig. N° 125: Formación de rótulas plásticas sentido X, paso 16 Bloque 1B(hotel)	194
Fig. N° 126: Formación de rótulas plásticas sentido Y, paso 1 Bloque 1B(hotel)..	196
Fig. N° 127: Formación de rótulas plásticas sentido Y, paso 2 Bloque 1B(hotel)..	196
Fig. N° 128: Formación de rótulas plásticas sentido Y, paso 5 Bloque 1B(hotel)..	197
Fig. N° 129: Formación de rótulas plásticas sentido Y, paso 15 Bloque 1B(hotel)	197
Fig. N° 130: Formación de rótulas plásticas sentido X, paso 1 Bloque 1C(hotel)..	198
Fig. N° 131: Formación de rótulas plásticas sentido X, paso 5 Bloque 1C(hotel)..	199
Fig. N° 132: Formación de rótulas plásticas sentido X, paso 8 Bloque 1C(hotel)..	199
Fig. N° 133: Formación de rótulas plásticas sentido Y, paso 1 Bloque 1C(hotel)..	200
Fig. N° 134: Formación de rótulas plásticas sentido Y, paso 2 Bloque 1C(hotel)..	201
Fig. N° 135: Formación de rótulas plásticas sentido Y, paso 4 Bloque 1C(hotel)..	201
Fig. N° 136: Formación de rótulas plásticas sentido Y, paso 10 Bloque 1C(hotel)	202
Fig. N° 137: Curva de capacidad, sentido X Bloque 1A(hotel)	203
Fig. N° 138: Curva de capacidad, sentido Y Bloque 1A(hotel)	203
Fig. N° 139: Curva de capacidad, sentido X Bloque 1B(hotel)	204
Fig. N° 140: Curva de capacidad, sentido Y Bloque 1B(hotel)	204
Fig. N° 141: Curva de capacidad, sentido X Bloque 1C(hotel)	205
Fig. N° 142: Curva de capacidad, sentido Y Bloque 1C(hotel)	205
Fig. N° 143: Punto de desempeño, espectro de respuesta $T_r=72$ años Bloque 1A, sentido X (hotel).....	206
Fig. N° 144: Punto de desempeño, espectro de respuesta $T_r=225$ años Bloque 1A, sentido X (hotel).....	206
Fig. N° 145: Punto de desempeño, espectro de respuesta $T_r=475$ años Bloque 1A, sentido X (hotel).....	207

Fig. N° 146: Punto de desempeño, espectro de respuesta Tr=2500 años Bloque 1A, sentido X (hotel).....	207
Fig. N° 147: Punto de desempeño, espectro de respuesta Tr=72 años Bloque 1A, sentido Y (hotel).....	208
Fig. N° 148: Punto de desempeño, espectro de respuesta Tr=225 años Bloque 1A, sentido Y (hotel).....	208
Fig. N° 149: Punto de desempeño, espectro de respuesta Tr=475 años Bloque 1A, sentido Y (hotel).....	209
Fig. N° 150: Punto de desempeño, espectro de respuesta Tr=2500 años Bloque 1A, sentido Y (hotel).....	209
Fig. N° 151: Punto de desempeño, espectro de respuesta Tr=72 años Bloque 1C, sentido X (hotel).....	210
Fig. N° 152: Punto de desempeño, espectro de respuesta Tr=225 años Bloque 1C, sentido X (hotel).....	210
Fig. N° 153: Punto de desempeño, espectro de respuesta Tr=475 años Bloque 1C, sentido X (hotel).....	211
Fig. N° 154: Punto de desempeño, espectro de respuesta Tr=2500 años Bloque 1C, sentido X (hotel).....	211
Fig. N° 155: Punto de desempeño, espectro de respuesta Tr=72 años Bloque 1C, sentido Y (hotel).....	212
Fig. N° 156: Punto de desempeño, espectro de respuesta Tr=225 años Bloque 1C, sentido Y (hotel).....	212
Fig. N° 157: Punto de desempeño, espectro de respuesta Tr=475 años Bloque 1C, sentido Y (hotel).....	213
Fig. N° 158: Punto de desempeño, espectro de respuesta Tr=2500 años Bloque 1C, sentido Y (hotel).....	213
Fig. N° 159: Punto de desempeño, espectro de respuesta Tr=72 años Bloque 1B, sentido X (hotel).....	214
Fig. N° 160: Punto de desempeño, espectro de respuesta Tr=225 años Bloque 1B, sentido X (hotel).....	215
Fig. N° 161: Punto de desempeño, espectro de respuesta Tr=475 años Bloque 1B, sentido X (hotel).....	215

Fig. N° 162: Punto de desempeño, espectro de respuesta $T_r=2500$ años Bloque 1B, sentido X (hotel).....	216
Fig. N° 163: Punto de desempeño, espectro de respuesta $T_r=72$ años Bloque 1B, sentido Y (hotel).....	216
Fig. N° 164: Punto de desempeño, espectro de respuesta $T_r=225$ años Bloque 1B, sentido Y (hotel).....	217
Fig. N° 165: Punto de desempeño, espectro de respuesta $T_r=475$ años Bloque 1B, sentido Y (hotel).....	217
Fig. N° 166: Punto de desempeño, espectro de respuesta $T_r=2500$ años Bloque 1B, sentido Y (hotel).....	218
Fig. N° 167: Bilinealización de la curva de capacidad, sentido X Bloque 1B (hotel)	219
Fig. N° 168: Bilinealización de la curva de capacidad, sentido Y Bloque 1B (hotel)	220
Fig. N° 169: Nivel de desempeño obtenido por cada demanda sísmica en sentido X Bloque 1B	221

RESUMEN

El Proyecto de la Familia Pallo Sarabia cuenta con 6 plantas, incluyendo tapa gradas y subsuelo, con una altura total de 21.60m y está dividido en 3 bloques 1A, 1B y 1C, debido a que se encuentran separados por dos juntas de dilatación por ello, se realizó un análisis de vulnerabilidad sísmica con el propósito de determinar la factibilidad de cambio de uso de edificación de hotel a hospital. Por esta razón, se modeló la edificación con su uso actual y se realizó un análisis modal espectral, donde se determinó que los periodos de vibración, la acumulación de la masa modal y las derivas de piso no cumplen con lo establecido en la normativa NEC 2015, además de presentar un comportamiento torsional debido a los desplazamientos que producen los bloques de la edificación. Posteriormente se realizó un análisis estático no lineal, aplicando las metodologías que proporcionan el ATC-40 y FEMA 440, donde se comprobó que dos de los tres bloques analizados no alcanzaban el punto de desempeño frente a los diferentes niveles de amenaza sísmica, mientras que el bloque donde sí se obtuvo el punto de desempeño no tenía la capacidad esperada de acuerdo a los objetivos que establece la normativa VISUAL 2000, catalogando la estructura con un grado alto de vulnerabilidad sísmica. Finalmente, se demostró que la edificación con uso de hotel no es apta para realizar un cambio de edificación y se debería realizar un estudio de reforzamiento.

Palabras clave: cambio de uso, hotel, hospital, modal espectral, estático no lineal.

ABSTRACT

The Pallo Sarabia Family Project has 6 floors, including the grandstand cover and basement, with a total height of 21.60m and is divided into 3 blocks 1A, 1B and 1C, since they are separated by two expansion joints. A seismic vulnerability analysis was carried out in order to determine the feasibility of changing the use of the building from a hotel to a hospital. For this reason, the building was modeled with its current use and a spectral modal analysis was carried out, where it was determined that the periods of vibration, the accumulation of the modal mass and the floor drifts do not comply with what is established in the NEC 2015 standard, in addition to presenting a torsional behavior due to the displacements produced by the building blocks. Subsequently, a non-linear static analysis was carried out, applying the methodologies provided by the ATC-40 and FEMA 440, where it was found that two of the three analyzed blocks did not reach the performance point against the different levels of seismic threat, while the The block where the performance point was obtained did not have the expected capacity according to the objectives established by the VISUAL 2000 regulations, cataloging the structure with a high degree of seismic vulnerability. Finally, it was shown that the building used as a hotel is not suitable for a change of building and a reinforcement study should be carried out.

Keywords: change of use, hotel, hospital, spectral modal, nonlinear static.

CAPÍTULO I.- MARCO TEÓRICO

1.1. Antecedentes Investigativos

Desde la antigüedad se han venido desarrollando un gran número de propuestas para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica a diferentes niveles de detalle y se han hecho numerosas aplicaciones en varias regiones del mundo, tales como las realizadas por Gunturi (1992), Kawamura et al. (1992), Petrovski et al. (1992), Kappos et al. (1992), Hwang y Huo (1994), Singhal y Kiremidjian (1995), Hurtado (1999), y Dumova (2000), entre otros. No obstante, en países en vías de desarrollo y en países con un bajo control en el diseño sismorresistente, poco se ha hecho para reducir la vulnerabilidad sísmica de las estructuras existentes, con lo cual, ante movimientos de intensidad moderada y alta, el número de pérdidas de vidas humanas y la magnitud de los daños físicos, sociales y económicos, han originado verdaderas catástrofes sísmicas, como las ocurridas en Turquía (1 Mayo de 2003) y en Argelia (21 de Mayo de 2003). En la actualidad, los análisis de vulnerabilidad sísmica de las diferentes estructuras existentes en nuestro medio, como: edificios, componentes de líneas vitales, estructuras esenciales y centrales nucleares entre otras, se encuentran en un nivel avanzado debido al trabajo realizado por investigadores y técnicos en los últimos 20 años. [1]

El análisis de estructuras por desempeño sísmico ha tomado impulso en las normas de construcción de varios países que se encuentran en peligro sísmico, principalmente en los países de América debido a las diferentes actividades que pueden llevar a que una estructura colapse al ser adaptada, alterada y cambiada indiscriminadamente sin considerar vibraciones, pesos muertos y penetraciones en la estructura como es el caso en México en donde los usuarios o propietarios incurren frecuentemente en cambios de uso de estructuras ya que existen casos de edificios originalmente construidos para vivienda que son utilizados para oficinas y hasta para almacenar mercancías, esta práctica compromete seriamente la estabilidad de las construcciones poniendo en riesgo su desempeño ante un sismo por lo que la mayoría de los colapsos corresponden a estructuras con más de 30 años de existencia, lo que podría significar que fueron diseñadas con una versión anterior de los códigos vigentes, los cuales tuvieron

modificaciones importantes tras el sismo de 1985, este hecho ha generado la hipótesis de que varios colapsos pudieron deberse a la acumulación de daño. [2]

El Ecuador se ha caracterizado por ser un País de alto riesgo sísmico debido a que se encuentra ubicado en la zona denominada “Cinturón de fuego del Pacífico”, esta denominada así por ser la región más susceptible de experimentar los efectos de terremotos y erupciones volcánicas. Por esta razón los estudios de peligrosidad sísmica son imprescindibles para saber de la manera más precisa posible, los niveles de movimiento del terreno que deberá soportar una determinada estructura a partir de un sismo.[3]

En Ecuador el terremoto del 16 de abril 2016, en el cual colapsaron edificaciones de hormigón armado, evidenció la necesidad de buscar las mejores alternativas para evaluar las estructuras de hormigón armado que no han sido construidas adecuadamente y prevenir su colapso en un futuro movimiento telúrico. Es común la necesidad de intervenir en estructuras construidas con anterioridad, para mantener, restituir o aumentar la capacidad de resistencia. La intervención que se realice en las estructuras, puede tener una o varias de las siguientes acciones: diagnóstico, mantenimiento, reparación, refuerzo y sustitución.[4]

Debido a la frecuente actividad de utilizar edificaciones construidas en las que incluso se realiza cambios de uso con únicamente conceptualizaciones arquitectónicas tanto en el sector privado y público, han sido situaciones en las que se deba considerar especialmente las recomendaciones de la NEC 2015, FEMA 440, ATC - 40 y ASCE 41-13 relacionadas con la evaluación y rehabilitación sísmica de estructuras existentes, con las cuales se pretende realizar un análisis lineal y usando la técnica del “Pushover” en las que se evidencia el comportamiento estructural actual. [5]

La idea estructural de una edificación debe responder a diferentes aspectos que deben equilibrarse para crear una obra funcional y segura. Al realizar una adecuación a un edificio, se debe tener en cuenta 3 aspectos: materiales de construcción existentes en la edificación, arquitectura propuesta en el proyecto de reutilización y condiciones actuales del lugar, teniendo en cuenta que las modificaciones arquitectónicas en una construcción existente afectan directamente a la estructura en diferentes aspectos. [6]

Al realizar un cambio uso de edificación, la distribución de cargas no serán las mismas, las cargas muertas debido a la variación de materiales empleados en la construcción de nuevos espacios como la inserción o retiro de rellenos, plafones, muros divisorios o el empleo de diferentes recubrimientos, así mismo la distribución de cargas vivas será diferente a las consideradas en el proyecto original ya que los valores dependen del uso proyectado para un área determinada, por ultimo las cargas de sismo que dependen de la ubicación territorial del inmueble y de las combinaciones de cargas vivas y muertas, por lo que la consideración de la respuesta estructural por la adición de entresijos y mezzanines influye directamente en el comportamiento sísmico de la estructura.[6]

En la investigación realizada en el año 2007 en la Universidad Militar Nueva Granada por Julián Carrillo de un edificio de seis niveles de hormigón armado ubicado en la ciudad de Acapulco, destinado inicialmente al uso de oficinas, se realizó una evaluación de vulnerabilidad sísmica utilizando un diseño por desempeño debido a su cambio de uso del edificio al de un hospital, los resultados demostraron que el edificio de oficinas tiene un comportamiento adecuado en flexibilidad y resistencia, ahora considerando que el edificio ya es hospital, se encontró que el desempeño sísmico de la estructura es adecuado en términos de resistencia, pero no cumple con los requisitos de flexibilidad, ya que la deriva máxima de entresijo es mayor al límite establecido por la norma local. [7]

También en la investigación realizada en el año 2021 por la Universidad Técnica de Manabí luego del terremoto ocurrido el 16 de abril del 2016, para la Facultad de Ciencias Humanísticas la cual presentó diferentes tipos de fallas en su estructura debido al movimiento telúrico por lo que para evaluar el daño sísmico se realizó un análisis estructural estático y/o dinámico sometiendo al edificio a fuerzas laterales para determinar su comportamiento estructural y verificar su cumplimiento con las disposiciones dadas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), dando como resultado que las derivas de piso exceden a los niveles establecidos por la norma por lo que se planteó la propuesta de reforzamiento aumentando la sección de columnas y muros de corte. [3]

De igual manera, en el año 2021 la Universidad Técnica de Ambato realizó un análisis estructural del desempeño sísmico de varias de sus facultades entre ellas la Facultad

de Ciencias Administrativas en donde se determinó la vulnerabilidad sísmica calificando a la estructura como potencialmente peligrosa ante una actividad sísmica mediante un análisis dinámico espectral y un análisis estático no lineal con las metodologías del ATC-40 y FEMA-440 comprobando que la estructura no tiene la suficiente capacidad para el nivel de desempeño esperado de acuerdo a la NEC 2015. [8]

Finalmente, se plantea realizar en la investigación un análisis de la estructura del Proyecto de la Familia Pallo Sarabia con el fin de comprobar la factibilidad de cambio de uso de la edificación la cual originalmente fue proyectada para ser un Hotel, sin embargo, ahora se encuentra en la necesidad de convertirse en un Hospital por lo cual se debe realizar el estudio de vulnerabilidad sísmica con el fin de obtener el comportamiento adecuado de la estructura mejorando no solamente su reestructuración si no de sobremanera su respuesta ante eventos sísmicos.

1.1.1. Fundamentación Teórica

1.1.1.1. Cambio de uso de edificación

Cada día son más frecuentes las situaciones en que resulta necesaria la intervención sobre estructuras ya construidas a fin de verificar, mantener, restituir y/o mejorar su capacidad resistente (y eventualmente sus condiciones de servicio) a lo largo de un determinado periodo de tiempo (generalmente coincidente con la vida útil prevista). Dependiendo de la naturaleza y alcance del problema, las intervenciones usuales en la práctica pueden incluir una o varias acciones. [9]

1.1.1.2. Parámetros de rehabilitación de estructuras

1.1.1.2.1. Diagnóstico

Consiste en analizar el estado actual de la estructura, previa inspección, toma de datos y estudio de los mismos. En general incluye la evaluación de la capacidad residual, así como las necesidades de actuación y su urgencia. En caso de existencia de daños, debe determinar la naturaleza, alcance, y causa más probable de los mismos. [9]

1.1.1.2.2. Mantenimiento

Se entiende por tal un conjunto de actuaciones de reducido alcance, a menudo de índole preventiva, tendentes a corregir errores detectados y a evitar que lleguen a cuestionar la seguridad de la estructura.[9]

1.1.1.2.3. Reparación

Consiste en restituir los niveles originales de seguridad de la estructura, cuando éstos se han reducido considerablemente por alguna causa. Consecuentemente, implica la existencia previa de un daño de cierto elemento.[9]

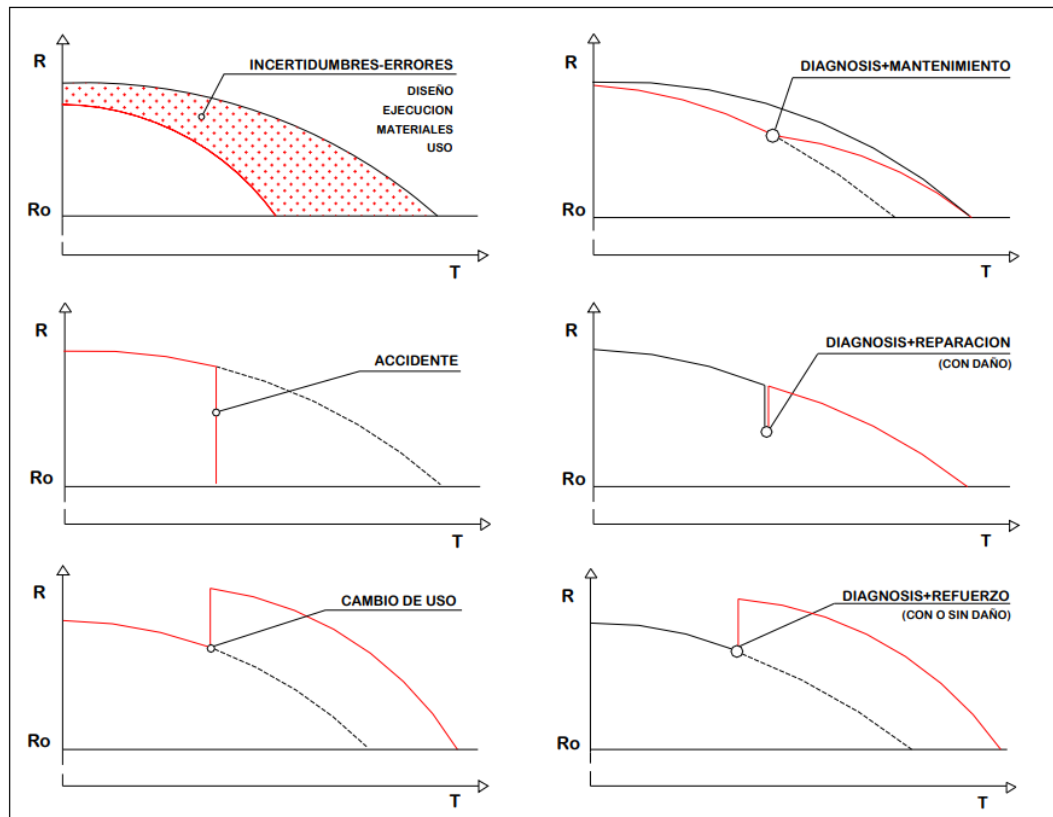
1.1.1.2.4. Refuerzo

Se denomina así a la operación de incrementar la capacidad resistente de la estructura por encima de los niveles para los que fue originalmente diseñada y ejecutada. No implica necesariamente la existencia de daño.[9]

1.1.1.2.5. Sustitución

Se trata de la demolición y posterior ejecución de un elemento o parte de la estructura. Normalmente se acomete cuando el nivel daño o las necesidades de reutilización son tales que hacen difícil la reparación o el refuerzo.[9]

Fig. N° 1: Causas de intervención y tipos de intervención posibles



Fuente: Alfonso del Río Bueno, Patología, reparación y refuerzo de estructuras de hormigón armado de edificación.

1.1.1.3. Patologías estructurales

Es el estudio de las enfermedades como procesos anormales de causas conocidas o desconocidas. Para probar la existencia de una enfermedad, se examina la existencia de una lesión en sus niveles estructurales. Este concepto general puede ser aplicado a las estructuras, encontrando así una definición acertada de patología estructural. Se entiende, entonces, por patología estructural como el estudio del comportamiento de las estructuras cuando presentan evidencias de fallas, buscando detectar sus causas y proponer acciones correctivas o su demolición.[10]

Las patologías pueden aparecer por tres motivos:

Las patologías que aparecen por Defectos: son aquellas relacionadas con las características intrínsecas de la estructura. Pueden ser causadas por un mal diseño, una errada configuración estructural, una construcción mal elaborada o materiales de calidad deficiente.[10]

Las patologías originadas por Daños: son las que se manifiestan durante y/o luego de la incidencia de una fuerza externa a la edificación. Los daños pueden ser causados por un fenómeno natural, como un sismo, inundación, deslizamiento de tierras, entre otros. Aunque otro motivo posible podría ser el caso en el que la estructura se viera obligada a soportar una carga para la cual no fue diseñada, es decir, una sobrecarga.[10]

El tercer motivo de patologías puede ser el Deterioro: generalmente se diseñan para que funcionen durante una vida útil, pero con el transcurrir del tiempo, la estructura presenta daños que deberán ser atendidas de manera inmediata. Una estructura puede estar debilitándose o en proceso de deterioro cuando se ven expuestas a la intemperie, al contacto con sustancias químicas presentes en el agua o en el aire.[10]

1.1.1.4. Tipo de perfiles de suelos para el diseño sísmico

Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m 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. [11]

Para el perfil tipo F se aplican otros criterios, y la respuesta no debe limitarse a los 30 m superiores del perfil en los casos de perfiles con espesor de suelo significativo. [11]

Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan a continuación:

Tabla N° 1: Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ 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	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ ms
	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	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s

	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3m de arcillas blandas	$I_p > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
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 > 7.5m 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 a ocurriendo dentro de los primeros 40 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de onda de corte.	
F6 - Rellenos colocados sin control ingenieril		

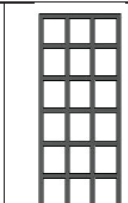
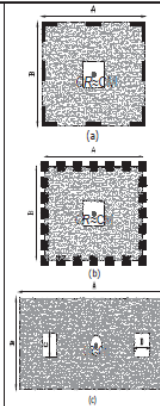
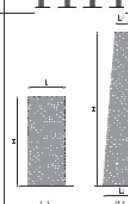
Fuente: NEC-SE-DS, 2015

1.1.1.5. Irregularidad/configuración estructural

1.1.1.5.1. Configuraciones a privilegiar

Diseñadores arquitectónicos y estructurales buscan que la configuración de la estructura sea simple y regular para lograr un adecuado desempeño sísmico. [11]

Tabla N° 2: Configuraciones estructurales recomendadas

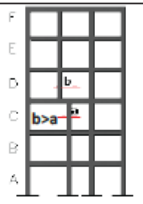
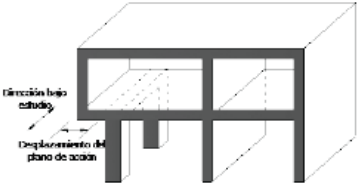

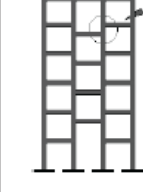
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_v=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_{pr}=1$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_v=1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante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

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

1.1.1.5.2. Configuraciones más complejas

Los cambios abruptos de rigidez y resistencia deben evitarse con el fin de impedir la acumulación de daño en algunos componentes afectando la ductilidad global del sistema por lo que no se recomienda. [11]

Tabla N° 3: 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 cortante 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>		

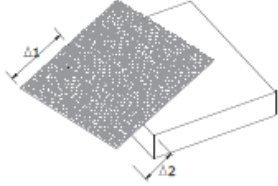
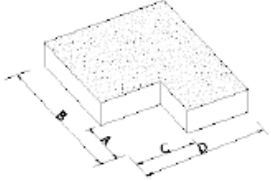
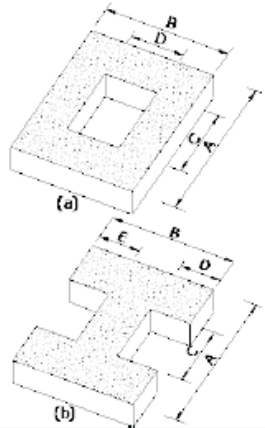
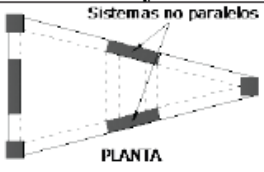
Fuente: NEC-SE-DS, 2015

1.1.1.5.3. Irregularidades y coeficientes de configuración estructural

Para el caso de estructurales, tanto en planta como en elevación, se usan los coeficientes de configuración estructural que “ajustan” los valores del diseño con el fin de tomar en cuenta dichas irregularidades, responsables de un comportamiento estructural deficiente ante la ocurrencia de un sismo. [11]

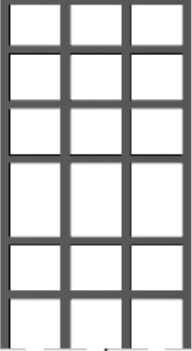
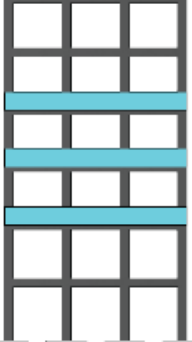
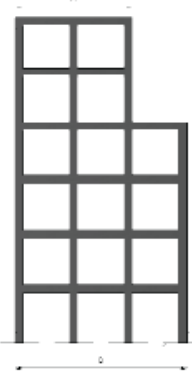
Además, los coeficientes de configuración estructural incrementan el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer mayor resistencia a la estructura, pero no evita el posible comportamiento sísmico deficientes de la edificación. [11]

Tabla N° 4: Coeficientes de irregularidad en planta

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{pt}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$ 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 $\phi_{pt}=0.9$ $A > 0.15B$ 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 $\phi_{pt}=0.9$ a) $CxD > 0.5Ax B$ b) $[CxD + CxE] > 0.5Ax B$ 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 $\phi_{pt}=0.9$ 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

Tabla N° 5: 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

1.1.1.6. Nivel de ocupación de estructuras

1.1.1.6.1. Edificaciones esenciales

Se refiere a aquellas edificaciones que albergan instalaciones y/o dependencias cuyo funcionamiento en condiciones de emergencia debidas a una crisis sísmica, es crítica y vital para afrontar las consecuencias inherentes del desastre natural. Aquellas que son necesarias para atender la emergencia y preservar la salud, seguridad y atención de la población después de un sismo. [12]

1.1.1.6.2. Edificaciones especiales

Son construcciones que se deben mantener en operación inmediatamente después de la ocurrencia de un sismo severo, como los son edificaciones públicas, escuelas, colegios o centros educativos, estadios, etc.[13]

1.1.1.6.3. Otras estructuras

Construcciones de ocupación normal que puedan tolerar daños estructurales que lo hagan inoperables como consecuencia de un sismo severo, sin llegar al colapso parcial o desplome, tales como son los bancos, hoteles, edificios de oficina, apartamentos familiares, edificios públicos y restaurantes.[13]

1.1.1.6.4. 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.[11]

Tabla N° 6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coficiente 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

1.1.1.7. Factor de reducción de resistencia sísmica R

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. [11]

1.1.1.7.1. Criterios de definición de R

Los factores de reducción de resistencia R dependen realmente de algunas variables, 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.

1.1.1.7.2. Grupos estructurales de acuerdo con R

Existen dos grupos estructurales para utilizarse en la edificación:

- Sistemas estructurales dúctiles
- Sistemas estructurales de ductilidad limitada, los cuales se encuentran descritos junto con el valor de reducción de resistencia sísmica correspondiente

Debe tomarse el menor de los valores de R para los casos en los cuales el sistema resistente estructural resulte en una combinación de varios sistemas como los descritos en la siguiente tabla:

Tabla N° 7: Coeficiente R para sistemas estructurales 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).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
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

Tabla N° 8: 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

1.1.1.8. Aspectos generales del riesgo sísmico

1.1.1.8.1. Peligro sísmico

La peligrosidad sísmica es la probabilidad de que ocurra un fenómeno físico como consecuencia de un terremoto, como pueden ser el movimiento mismo del terreno, así como la licuefacción, los deslizamientos de tierra, inundaciones, rotura de fallas, etc., a los que se llama efectos colaterales de un terremoto. El tamaño y localización de estos efectos dependerán de diversos factores, principalmente de las características geológicas y geotécnicas del lugar, magnitud, duración, contenido frecuencial. [14]

1.1.1.8.2. Vulnerabilidad sísmica

Para evaluar el riesgo sísmico de una región es importante realizar una evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras construidas por el ser humano. A través de los terremotos pasados se ha evidenciado que existen estructuras de una misma tipología que pueden sufrir un mayor grado de daño debido a un terremoto a pesar de localizarse en el mismo sitio. Esto se debe a que existen estructuras con una calidad estructural mejor que otras, ósea su vulnerabilidad es menor por lo tanto se puede decir que la vulnerabilidad es la calidad estructural o capacidad de sus elementos estructurales para resistir un terremoto. [14]

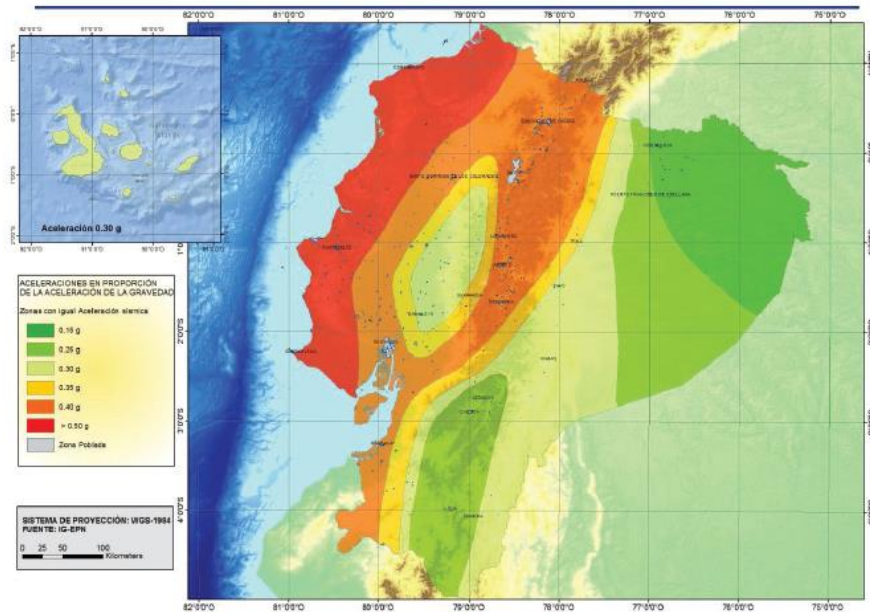
1.1.1.8.3. Riesgo sísmico

Una vez establecidos los conceptos de peligrosidad y vulnerabilidad sísmica se puede observar que existe una relación directa entre ellos, ya que para que exista verdaderamente riesgo sísmico en un lugar, ambos conceptos deben producirse y existir, es decir el riesgo sísmico evalúa y cuantifica las consecuencias sociales y económicas potenciales provocadas por un terremoto, como resultado de la falla de las estructuras cuya capacidad resistente fue excedida. [14]

1.1.1.9. Zonificación sísmica y factor Z

Para los edificios de uso normal, se usa el valor de Z, que representa la aceleración máxima para el sismo de diseño, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad.[11]

Fig. N° 2: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z



Fuente: NEC-SE-DS, 2015

La norma ecuatoriana de la construcción ha dividido a la región en seis zonas sísmicas, lo que caracteriza a cada región es el valor del factor de zona Z, a continuación, se observa el mapa de zonificación sísmica para un periodo de retorno de 475 años que es el producto de un estudio de peligrosidad sísmica.[11]

Tabla N° 9: Valores de factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	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

1.1.1.10. Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d , y F_s

- **F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto**

En la siguiente tabla se presentan los valores del coeficiente F_a que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos del sitio. [11]

Tabla N° 10: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a

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 10.5.4					

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

- **F_a : Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca**

En la siguiente tabla se presentan los valores del coeficiente F_a que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos del sitio. [11]

Tabla N° 11: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a

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

- **F_s: Comportamiento no lineal de los suelos**

En la siguiente tabla se presentan los valores del coeficiente F_s, que consideran 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. [11]

Tabla N° 12: 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					

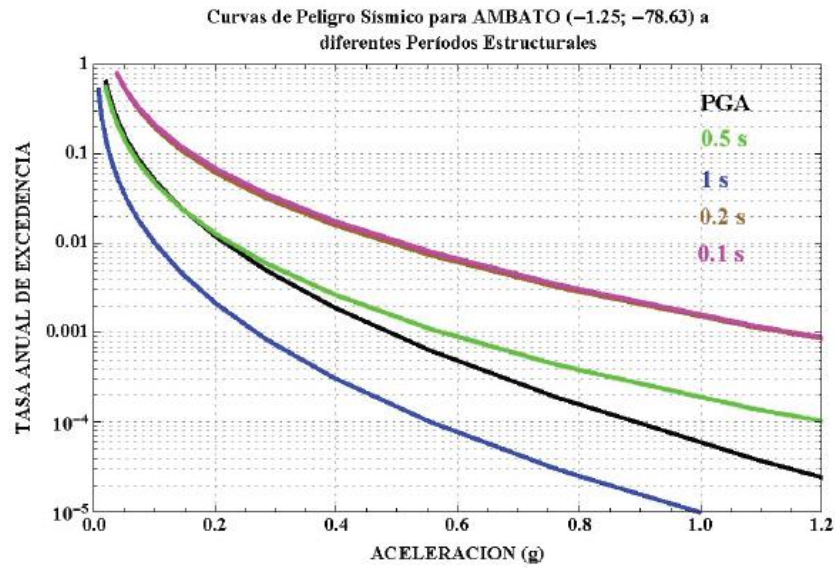
Fuente: NEC-SE-DS, 2015

1.1.1.11. Curvas de peligro sísmico

Para el diseño de estructuras de ocupación especial, estructuras esenciales, puentes, obras portuarias y otras estructuras diferentes a las de edificación; es necesario utilizar diferentes niveles de peligro sísmico con el fin de verificar el cumplimiento de diferentes niveles de desempeño. [11]

Las curvas de peligro sísmico pueden entonces ser usadas para calcular la probabilidad de excedencia de un parámetro de movimiento sísmico seleccionado en un periodo específico de tiempo. Las curvas de peligro sísmico pueden ser obtenidas para zonas fuentes individuales y combinadas para expresar el peligro total en un sitio particular. [15]

Fig. N° 3: Curvas de peligro sísmico, Ambato



Fuente: NEC-SE-DS, 2015

1.1.1.12. Evaluación numérica en edificaciones

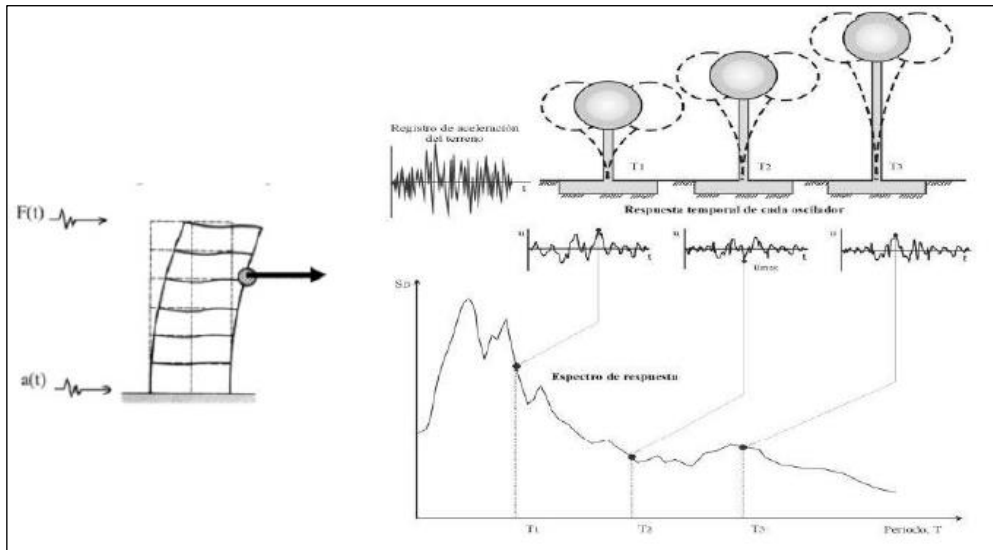
1.1.1.12.1. Análisis modal espectral

El método modal espectral toma en cuenta las propiedades dinámicas de la estructura, tales como su forma de vibrar y la contribución de cada modo en la respuesta. Esto con la finalidad de reproducir con mayor aproximación el comportamiento estructural real ante acciones sísmicas. Este análisis sísmico se utiliza cuando la importancia de la estructura lo amerita.[16]

El análisis modal espectral estima los desplazamientos y fuerzas en los elementos de un sistema estructural. Todo radica en que la vibración del suelo es transmitida a toda la estructura a través de sus elementos y como consecuencia las masas se mueven o desplazan en forma relativa respecto al suelo. [17]

Una estructura puede asimilarse a una serie de péndulos invertidos sometidos a una vibración en la base, los cuales representan el comportamiento de los modos de vibrar de la estructura, ya que los péndulos no responden del mismo modo ante una vibración en la base. De hecho, cada estructura posee una frecuencia propia o natural, determinada fundamentalmente por su rigidez y altura, a la que vibrará frente a cualquier excitación a la que se someta. [17]

Fig. N° 4: Metodología del método análisis modal espectral



Fuente: XFMA, Blog profesional de Francisco Martínez Alonso Ingeniero Estructural.

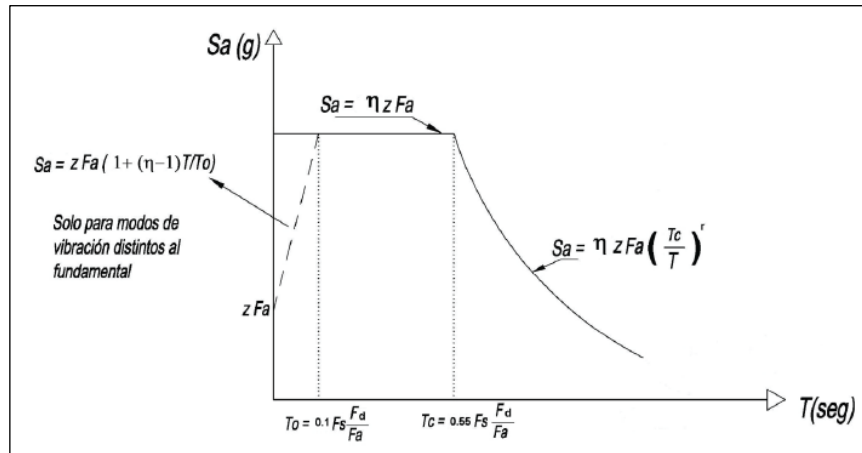
Dada la complejidad del proceso de análisis, las normas sísmicas recurren al concepto de “Espectro de diseño” que permite un fácil cálculo de las fuerzas sísmicas actuando sobre un edificio en función al tipo de suelo.[17]

1.1.1.12.1.1. Espectro de diseño

Es el espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como una fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, que contiene los siguientes componentes:

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

Fig. N° 5: Espectro de diseño de la NEC

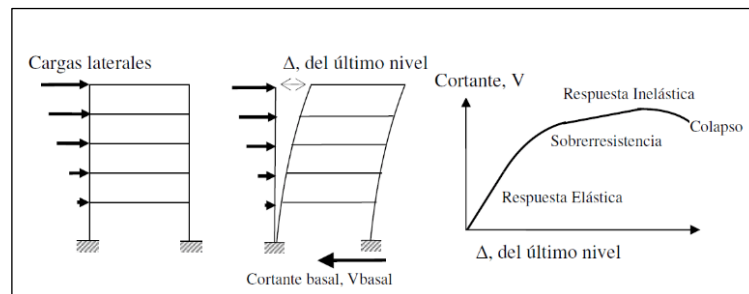


Fuente: NEC-SE-DS, 2015

1.1.1.12.2. Análisis estático no lineal Pushover

El análisis PUSHOVER se realiza con la aplicación de una carga monotónica lateral en toda la estructura hasta producir su inestabilidad, obteniendo la capacidad que puede soportar la estructura. Está basado básicamente en dos conceptos, la demanda que representa la sacudida del suelo producida por un terremoto, expresada en términos de aceleración y período (espectros de respuesta) y, la capacidad que representa el comportamiento inelástico de la estructura, esto puede ser representado mediante una curva de capacidad que compara el corte basal y los desplazamientos máximos. Realizando una combinación de estos parámetros se obtiene el nivel desempeño de la estructura. [18]

Fig. N° 6: Secuencia del proceso del análisis PUSHOVER



Fuente: ATC-40

Para conocer la demanda es necesario establecer espectros de respuesta del sitio donde esté ubicada la edificación, para esto se hace uso de un análisis del peligro sísmico

determinista, donde se obtiene registros de aceleraciones sísmológicamente compatibles con las magnitudes de momentos sísmicos y debe ser escalonado de tal forma que la mediana de los registros se aproxime en el rango del periodo de interés para la estructura a analizar. Cuando no sea posible la obtención de estos registros sísmicos, se puede realizar un análisis de peligro sísmico probabilista, donde se utiliza el espectro de diseño establecido por las normas de construcción. [19]

La capacidad global de la estructura es determinada a través de la capacidad de todos los componentes estructurales que lo conforman, sean columnas, vigas, muros, entre otros, se puede conocer el comportamiento no lineal de estos elementos, con la ayuda de las propiedades de los materiales con los cuales fueron construidos.[18]

1.1.1.13. Capacidad

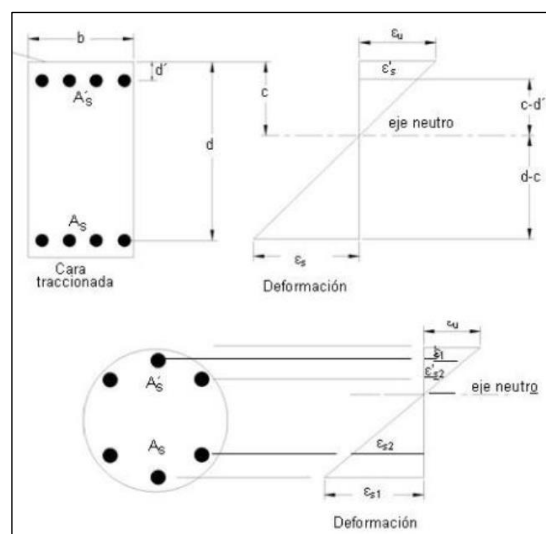
1.1.1.13.1. Capacidad de los materiales

1.1.1.13.1.1. Modelos de comportamiento del hormigón

- **Modelo de Whitney**

El modelo propone reemplazar la variación de esfuerzos parabólicos por un bloque rectangular uniforme. Este bloque se usa para representar cualquier esfuerzo que exista en el concreto. Whitney explica que mientras la variación de esfuerzos en el concreto es prácticamente lineal ante cargas bajas, y parabólico para cargas intermedias, se asumirá la forma rectangular cuando se acerque a la carga máxima.[20]

Fig. N° 7: Modelo de Whitney para el hormigón armado

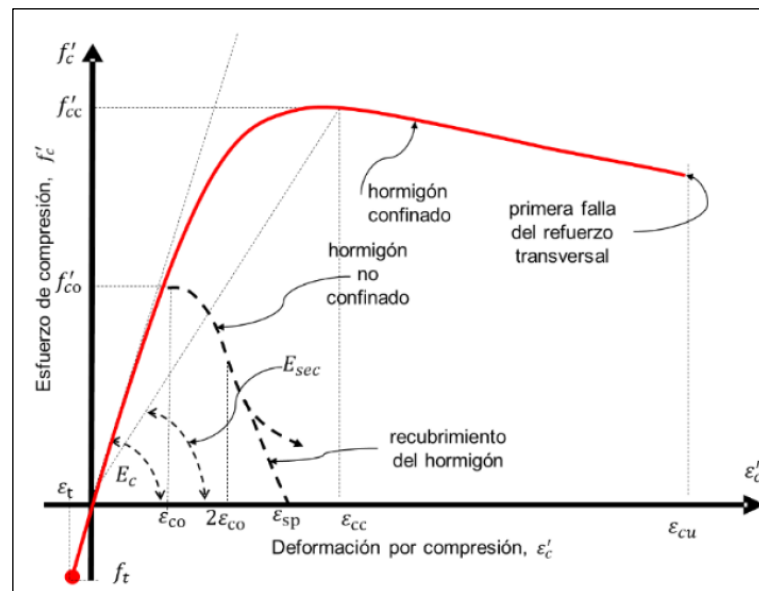


Fuente: José Freire, Cálculo del diagrama momento-curvatura, 2017

- **Modelo de Mander**

La figura N° 8 ilustra el modelo de comportamiento para el hormigón confinado y no confinado propuesto por Mander, aplicable básicamente a secciones cuadradas y circulares. La ley contiene una primera rama parabólica que considera, precisamente, el efecto favorable del confinamiento y lo hace mediante un incremento de la resistencia a compresión y la deformación del hormigón. En él la falla se inicia cuando colapsa el refuerzo transversal y ya no es capaz de confinar al núcleo de hormigón, originándose deformaciones mayores que las admitidas por otros modelos. Su propuesta es muy aceptada en la actualidad y lo es tanto que forma parte de las rutinas de varios softwares, incluyendo el ETABS.[21]

Fig. N° 8: Modelo de Mander para el hormigón confinado y no confinado



Fuente: Julio Hernández, Yordy Mielles, Comportamiento de secciones de hormigón sometidas a flexión reforzadas con barras de acero o PRF, 2015

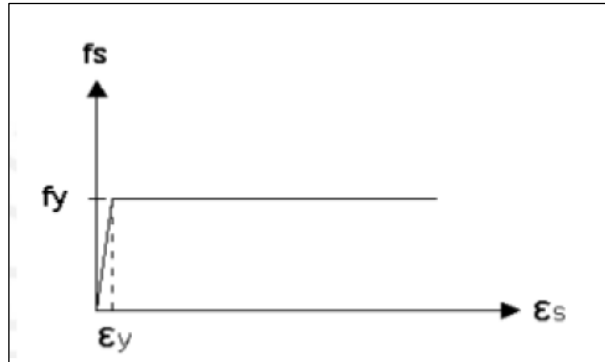
1.1.13.1.2. Modelos de comportamiento del acero

- **Modelo elastoplástico**

El modelo elastoplástico es el más sencillo, pero a su vez el más práctico de todos. Como se observa a continuación está formado por dos líneas rectas, la primera línea recta corresponde a un comportamiento elástico y la segunda recta paralela al eje de deformación pertenece a un comportamiento plástico [22], por lo cual se ignora la

resistencia superior de fluencia y el aumento en el esfuerzo debido al endurecimiento por deformación. [20]

Fig. N° 9: Modelo elastoplástico para el acero

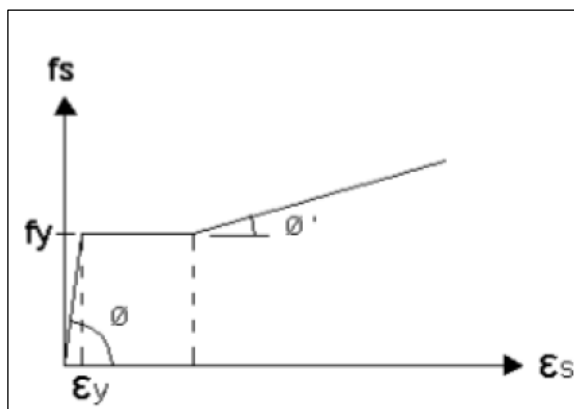


Fuente: Allauca Leonidas, Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones, 2006

- **Modelo trilineal**

El modelo trilineal como el modelo descrito anteriormente, se los realiza para en casos de análisis y diseño sísmico, para exigencias de ductilidad, el cual implica evaluar el esfuerzo de acero a deformaciones mayores de la de cedencia [22], con la diferencia del modelo trilineal al modelo elastoplástico se emplea para aceros que además del fenómeno de fluencia presentan endurecimiento y por tanto pueden someterse a esfuerzos mayores al de fluencia. [20]

Fig. N° 10: Modelo trilineal para el acero

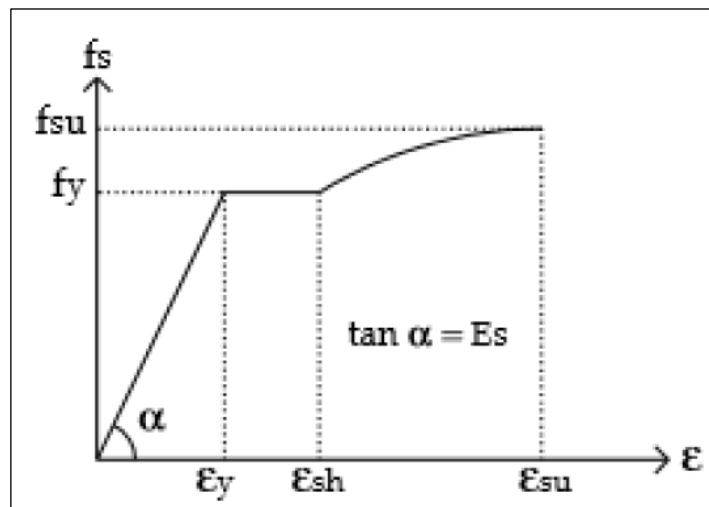


Fuente: Allauca Leonidas, Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones, 2006

- **Modelo de Park y Paulay**

Park & Paulay (1975) indica que la ductilidad es la capacidad que posee una estructura de admitir ciertas deformaciones una vez que ha alcanzado el esfuerzo máximo. En el diseño sismo-resistente se deben evitar que ocurran fallas frágiles para lograr salvar vidas, ya que una falla frágil se presenta de manera inadvertida produciéndose un colapso brusco y repentino de la estructura.[23]

Fig. N° 11: Modelo de Park y Paulay para el acero



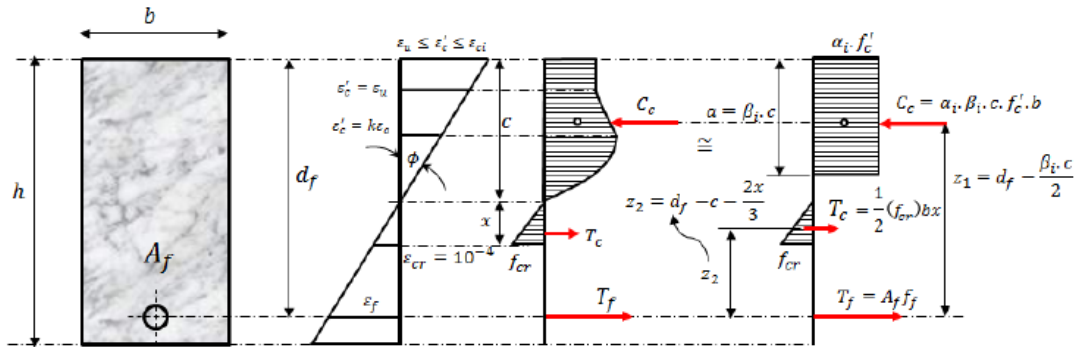
Fuente: Park y Paulay et al. 1975

1.1.1.13.2. Capacidad de los elementos estructurales

1.1.1.13.2.1. Diagrama momento curvatura

Existen varios procedimientos para el trazado del diagrama $M-\phi$, definiéndose como curvatura (ϕ) a la relación entre la deformación a nivel de la fibra más comprimida de la sección, y la distancia hasta el eje neutro, como se evidencia en la figura N° 12. Todos estos procedimientos se fundamentan en la compatibilidad de las deformaciones a nivel de sección, el equilibrio de esfuerzos interiores (fuerza y momento) y las ecuaciones constitutivas que se adopten para el hormigón y su refuerzo. Un método muy utilizado es el de las fibras, cuyas ideas generales fueron expuestas por Mander, y consiste en discretizar al área comprimida de hormigón en un número finito de regiones, para evaluar en cada una de ellas la magnitud de la fuerza que le corresponde, y su posición, mientras que al acero se lo trata en su posición real. [21]

Fig. N° 12: Curvatura ϕ de una sección sometida a un momento flector M



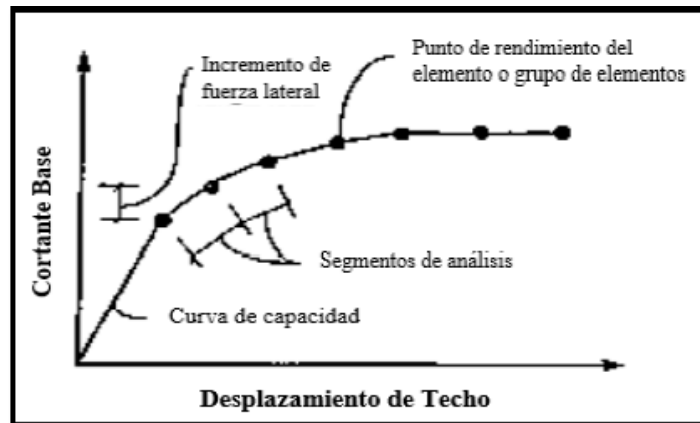
Fuente: Julio Hernández, Yordy Mielles, Comportamiento de secciones de hormigón sometidas a flexión reforzadas con barras de acero o PRF, 2015

1.1.1.13.3. Curva de capacidad

La representación gráfica de la curva de desplazamiento de fuerza global es la curva de capacidad que se define como la relación que existe entre la resistencia a la carga lateral de una estructura y su desplazamiento lateral característico para conocer la capacidad de una estructura. La curva de capacidad se construye generalmente para representar la respuesta del primer modo de la estructura, basado en la hipótesis según la cual el modo fundamental de vibración se corresponde con la respuesta predominante. Esto es generalmente válido para estructuras con períodos propios menores que 1s. Para estructuras más flexibles, el análisis debe considerar la influencia de los modos más altos vibración. [24]

El espectro de capacidad se deriva de un análisis estático incremental no lineal aproximado para la estructura. En el proceso de realizar este análisis estático no lineal incremental, una capacidad curva se desarrolla para el edificio. Esta curva de capacidad es simplemente un gráfico de la demanda de corte sísmico lateral total, "V", en la estructura, en varios incrementos de carga, contra la deflexión lateral del edificio al nivel del techo, bajo esa fuerza lateral aplicada. Si un edificio tuviera una capacidad elástica lineal infinita, esta curva de capacidad sería una línea recta con una pendiente igual a la rigidez global de la estructura. [25]

Fig. N° 13: Curva de capacidad

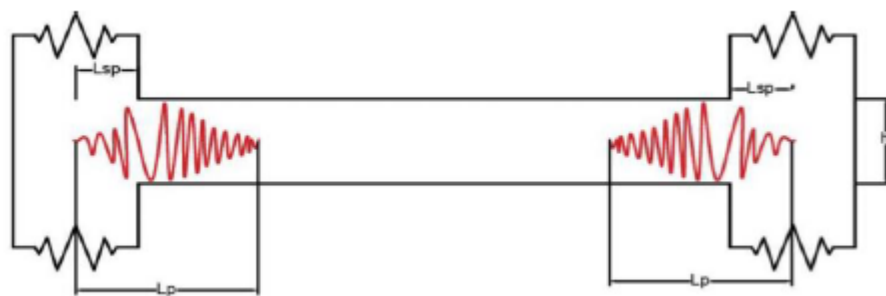


Fuente: ATC-40

1.1.1.14. Rotula plástica

Una rotula plástica es una definición teórica que representa el comportamiento de un elemento de hormigón en donde los aceros de tracción alcanzaron la plastificación, por lo tanto, tienden a girar por el incremento de carga sin aumento de momento. La rotula plástica tiene una longitud L_p , ubicada en la sección de máximo momento. Las rotulas plásticas suelen tener una longitud mayor debido a cargas distribuidas uniformemente a comparación con las cargas puntuales, las que se forman en los vanos son mayores que en los apoyos. [26]

Fig. N° 14: Longitud de plastificación



Fuente: C. Reyes, Estudio comparativo del modelo de rotulas plásticas

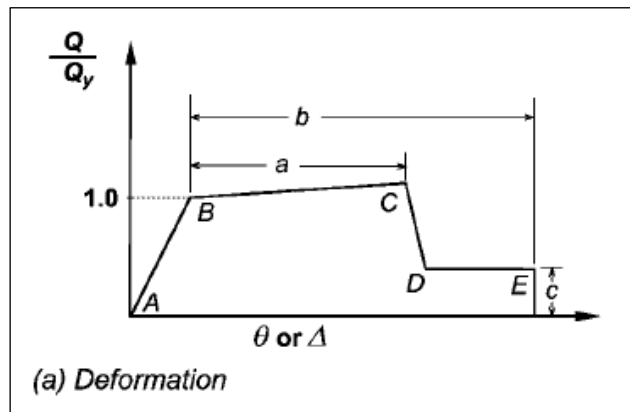
1.1.1.14.1. Parámetros para modelar las rotulas plásticas de vigas y columnas

Las columnas y las vigas son asignadas por medio de modelos de rotulas plásticas distribuidas y concentradas. El modelo debe permitir la representación de la respuesta inelástica en toda la longitud del componente.

1.1.1.14.2. Relación fuerza-deformación para elementos de hormigón armado

En la figura N° 15 se presenta un diagrama fuerza vs deformación de un elemento dúctil como es el hormigón. La respuesta lineal se representa entre el punto A (elemento sin carga) y un punto de fluencia efectivo B. La pendiente del punto B al punto C suele ser un pequeño porcentaje (0% a 10%) de la pendiente elástica y se incluye para representar fenómenos como endurecimiento por deformación. El punto C tiene una ordenada que representa la resistencia del elemento y un valor de abscisa igual a la deformación en la que comienza una degradación significativa de la resistencia (línea CD). Más allá del punto D, el elemento responde con una resistencia sustancialmente reducida al punto E. En deformaciones mayores que el punto E, la resistencia sísmica del elemento es esencialmente cero.[27]

Fig. N° 15: Relación de fuerza-deformación



Fuente: ASCE 41-13

Para conocer los parámetros que permiten el modelamiento de los elementos de concreto armado, es necesario basarnos de las tablas del AISC 41-13 que establece las limitaciones de ciertos elementos estructurales sobre la acción inelástica y los criterios de aceptación.

Tabla N° 13: Parámetros para modelación de vigas de concreto

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		c	IO	LS
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{p-p'}{b_w}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE: f'_c is in lb/in.² (MPa) units.
^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
^bWhere more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
^c"C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and f_t for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.
^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: ASCE 41-13

Tabla N° 14: Parámetros para la modelación de columnas de concreto

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		c	IO	LS
Condition i. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤0.1	≤0.002		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥0.6	≤0.002		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤0.1	≥0.006	≥6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006	≤3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥0.6	≥0.006	≥6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤0.1	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥0.6	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOTE: f'_c is in lb/in.² (MPa) units.
^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
^bRefer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
^cWhere $P > 0.7 A_g f'_c$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at ≤ d/3 and the strength provided by the hoops (V_h) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.
^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: ASCE 41-13

Tabla N° 15: Condiciones usadas para columnas

Shear Capacity Ratio	ACI 318 Conforming Seismic Details with 135-Degree Hooks	Closed Hoops with 90-Degree Hooks	Other (Including Lap-Spliced Transverse Reinforcement)
$V_p/V_o \leq 0.6$	i ^a	ii	ii
$1.0 \geq V_p/V_o > 0.6$	ii	ii	iii
$V_p/V_o > 1.0$	iii	iii	iii

^aTo qualify for condition i, a column should have $A_v/b_w s \geq 0.002$ and $s/d \leq 0.5$ within flexural plastic hinge region. Otherwise, the column is assigned to condition ii.

Fuente: ASCE 41-13

La tabla N° 14 proporcionan los criterios para determinar qué condición de la tabla N° 15 debe usarse para seleccionar los parámetros de modelado y los criterios de aceptación. Para columnas con refuerzo transversal que incluye ganchos de 135 grados, las condiciones especificadas corresponden aproximadamente a los siguientes modos de falla:

- Condición i: Falla por flexión.
- Condición ii: Se espera primero la falla a flexión antes de la falla por corte.
- Condición iii. Falla por corte.

Para $V_p / V_o \geq 0.6$, la condición se ajusta de la condición i a la ii para columnas con ganchos de 90 grados o refuerzo transversal con empalme traslapado para reflejar la observación de los experimentos de que los detalles deficientes del refuerzo transversal pueden resultar en una capacidad de deformación reducida. Para $1.0 \geq V_p / V_o > 0.6$, la condición se ajusta de la condición ii a la iii solo para refuerzo transversal con empalme traslapado porque la base de datos utilizada para evaluar los parámetros para la condición ii incluye columnas con refuerzo transversal que tienen ganchos de 90 grados.[27]

1.1.1.15. Demanda

1.1.1.15.1. Niveles de amenaza sísmica

- **Propuesta del Comité VISION 2000**

Propone 4 niveles de amenaza sísmica en términos de una probabilidad de excedencia.
[28]

Tabla N° 16: Niveles de amenaza sísmica para diseño y evaluación

Evento	Periodo de Retorno	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy Raro	970 años	10% en 100 años

Fuente: Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995)

- **Propuesta del ATC-40**

Define 3 niveles de amenaza sísmica para el diseño de estructuras, que se describen a continuación. Las siglas S, D y M hacen referencia respectivamente a Servicio, Diseño y Máximo, mientras que E, conserva la inicial de la palabra inglesa “Earthquake”. [28]

Sismo Frecuente o de Servicio (SE): Está definido como el sismo que tiene un 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Este nivel de amenaza sísmica es típicamente alrededor de 0.5 veces el nivel del Sismo de Diseño. Tiene un periodo de retorno aproximado de 75 años. Corresponde al sismo ocasional. [28]

Sismo de Diseño (DE): Está definido como el sismo que tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Tiene un período de retorno de aproximado de 500 años. Es el que generalmente establecen los códigos para el diseño de estructuras convencionales. Corresponde al sismo raro. [28]

Sismo Máximo (ME): Está definido como el sismo que tiene un 5% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Este nivel de amenaza sísmica es típicamente alrededor de 1.25 a 1.5 veces el nivel del Sismo de Diseño. Tiene un periodo de retorno aproximado de 1000 años. Es utilizado para el diseño de estructuras esenciales. Corresponde al sismo muy raro. [28]

- **Niveles de amenaza sísmica según el ASCE/SEI 41-13**

Este estándar establece 5 niveles de peligro sísmico que se utilizan para determinar los diferentes tipos de objetivos de desempeño. [28]

Sismo con una probabilidad de excedencia de 50% en 50 años con un periodo de retorno medio de 72 años. Es el equivalente al sismo ocasional. [28]

BSE-1E: Sismo con una probabilidad de excedencia de 20% en 50 años con un periodo de retorno medio de 225 años. No necesita ser mayor que el sismo BSE-1N. [28]

BSE-2E: Sismo con una probabilidad de excedencia de 5% en 50 años con un periodo de retorno medio de 975 años. No necesita ser mayor que el sismo BSE-2N. [28]

BSE-1N: Corresponde a 2/3 del BSE-2N. Representa el sismo de diseño definido en el ASCE 7. Es un sismo con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años con un periodo de retorno medio de 475 años. Es el equivalente al sismo raro. [28]

BSE-2N: Corresponde al MCER (Sismo considerado de riesgo máximo) que es igual a 1.5 veces el sismo de diseño definido por la sección 11.4 del estándar ASCE 7-16. Se puede considerar que corresponde a un sismo con una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años, con un periodo de retorno medio de 2475 años. [28]

- **Niveles de amenaza sísmica según la NEC-SE-DS Peligro sísmico, 2015**

Para estructuras esenciales y de ocupación especial, se requiere la verificación de desempeño de dichas estructuras. Se deberá limitar los daños estructurales, buscando elevar el nivel de protección y propendiendo a que las estructuras puedan mantenerse operacionales aún después de la ocurrencia del sismo de diseño. [11]

La verificación de desempeño se hace para los niveles de amenaza sísmica presentados a seguir. Se clasifican los sismos según los niveles de peligro y período medio de retorno tal como en la tabla siguiente:[11]

Tabla N° 17: Niveles de amenaza sísmica

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno T_r (años)	Tasa anual de excedencia ($1/T_r$)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2 500	0.00040

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

1.1.1.15.2. Representación bilineal de la curva de capacidad FEMA 356

Para obtener la curva idealizada fuerza-deformación (Representación bilineal) se debe utilizar un procedimiento grafico-iterativo que iguale aproximadamente las áreas

formadas por los dos segmentos por encima y por debajo de la curva de capacidad, de modo que la energía disipada por la estructura (área bajo la curva Pushover), sea igual a la energía disipada por la curva idealizada mediante un sistema elastoplástico. [28]

El procedimiento es el siguiente:

1. Definir el desplazamiento último D_u y el correspondiente valor de cortante en la base V_u al que puede llegar la estructura antes que se inicie el mecanismo de colapso.
2. Calcular el área bajo la curva de capacidad A_{curva} .
3. Estimar el cortante basal de fluencia V_y^i . Este valor es un primer paso que se elige arbitrariamente, y se redefine mediante un proceso iterativo que iguala las áreas bajo la curva real A_{curva} y la curva bilineal idealizada $A_{bilineal}$. El superíndice indica el paso i del proceso iterativo.
4. Calcular la pendiente inicial K_e^i de la curva bilineal. Se obtiene uniendo, con una línea recta, el origen O y el punto sobre la curva de capacidad real con un cortante basal igual a $0.6V_y^i$.
5. Calcular el desplazamiento de fluencia D_y^i

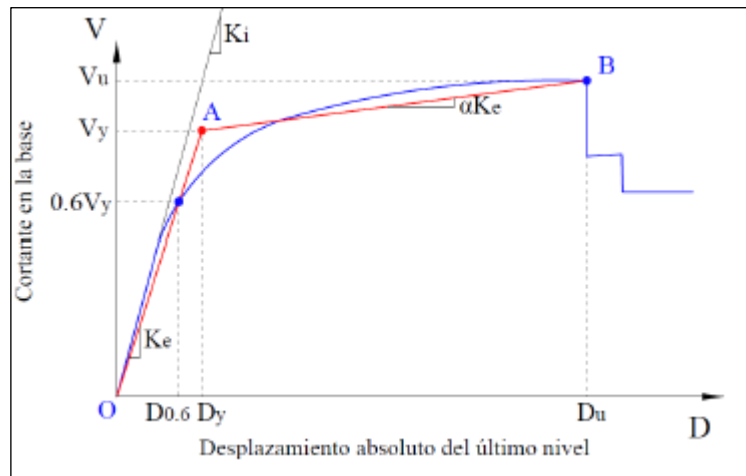
El punto A de la figura, corresponde a un cortante basal V_y^i y un desplazamiento D_y^i . Este punto se denomina punto de fluencia efectiva de la estructura.

6. Definir la curva bilineal, mediante las rectas OA, y AB.
7. Calcular el factor reductor α de la rigidez de la estructura después de la fluencia.
8. Calcular el área bajo la curva bilineal OAB, $A_{bilineal}$.
9. Determinar el error ε en la representación bilineal.

Si el error ε excede el nivel de tolerancia preestablecido, se requiere de un proceso iterativo, esto es:

- Calcular un nuevo valor de cortante basal de fluencia.
- Repetir los pasos 4 al 8 con el nuevo valor V_y^{i+1} .

Fig. N° 16: Representación bilineal de la curva de capacidad

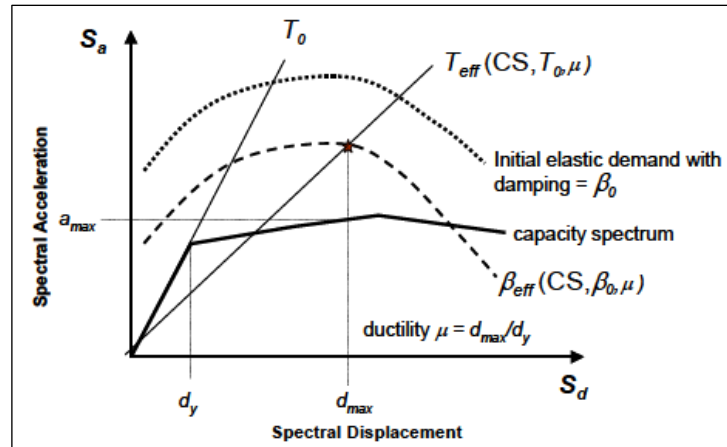


Fuente: FEMA 356

1.1.1.15.3. Procedimiento de linealización equivalente FEMA 440

Cuando se utiliza la linealización equivalente como parte de un procedimiento estático no lineal que modela la respuesta no lineal de un edificio con un oscilador SDOF, el objetivo es estimar la respuesta de desplazamiento máxima del sistema no lineal con un sistema lineal "equivalente" utilizando un período efectivo, T_{eff} , y un amortiguamiento efectivo, β_{eff} . La relación fuerza-deformación global que se muestra en la figura N°... para un oscilador SDOF en formato de espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento (ADRS) se denomina curva de capacidad. La curva de capacidad que se muestra en la figura se desarrolla utilizando los procedimientos convencionales de FEMA 356 o ATC-40. Los parámetros lineales efectivos son funciones de las características de la curva de capacidad, del correspondiente período inicial y amortiguamiento, y de la demanda de ductilidad.[29]

Fig. N° 17: Espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento (ADRS) que muestra el periodo efectivo y los parámetros del amortiguamiento del sistema lineal equivalente, junto con la curva de capacidad



Fuente: FEMA 440

Teniendo en cuenta los criterios de ambas normas, los pasos para determinar el punto de desempeño son:

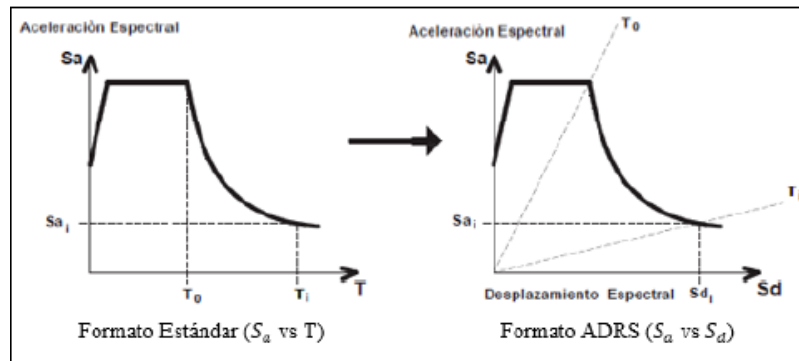
1. Obtener la curva de capacidad estructural mediante el análisis estático no lineal PUSHOVER.
2. Transformar el espectro de demanda y la curva de capacidad a formato ADRS, para obtener ambas gráficas en coordenadas espectrales S_a vs S_d , utilizando los vectores de forma modal, factores de participación y masas modales obtenidas mediante un análisis modal de la estructura.
3. Obtener el periodo efectivo T_{eff} y amortiguamiento efectivo β_{eff} optimizado propuesto por el FEMA 440.
4. Determinar el factor de reducción $B(\beta_{eff})$ que reduce las coordenadas del espectro de aceleraciones inicial, obteniendo un espectro de demanda reducida ADRS (β_{eff}).
5. Calcular el factor de modificación M, con el fin de obtener una curva de demanda modificada MADRS (β_{eff}).
6. Obtener el punto de desempeño mediante la intersección de las gráficas de la curva de demanda modificada MADRS y le curva de capacidad bilineal.
7. Realizar una transformación de las coordenadas del punto de desempeño (S_a vs S_d), a valores de desplazamiento de techo Dt y cortante basal Q_{basal} .

1.1.1.15.4. Conversión de la curva de demanda a formato ADRS

El espectro de demanda de la NEC y el espectro obtenido en el sitio o determinista se encuentra en coordenadas de aceleración espectral vs el período (S_a vs T), por lo que es necesario realizar la conversión de estas curvas a formato ADRS. Para realizar la conversión es necesario recordar que cada punto de la curva le corresponde un único valor de aceleración espectral S_a , velocidad espectral S_v , desplazamiento espectral S_d , y un valor de periodo T , considerando esto, para determinar un valor de desplazamiento espectral S_{di} , con un punto de la curva S_{ai} vs T_i . [29]

Los espectros de demanda estándar contienen un rango donde el espectro de aceleraciones es constante S_a y un segundo rango donde el espectro de velocidades S_v es constante.[29]

Fig. N° 18: Conversión de la curva de demanda a espectro de demanda



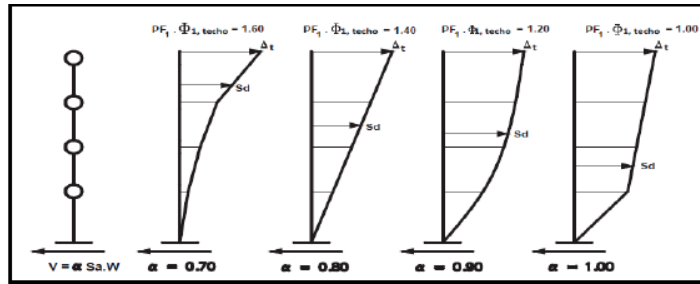
Fuente: ATC-40

1.1.1.15.5. Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad ADRS

De igual forma la curva de capacidad se expresa en coordenadas (δ vs V), por lo que se debe transformar a coordenadas S_a vs S_d .

Es necesario tener claro de la relación que existe entre el factor de participación, el coeficiente de masa modal y el desplazamiento del edificio, primero se calcula el factor de participación y el coeficiente modal para así poder calcular cada punto del espectro de aceleraciones y desplazamientos. Los valores del coeficiente modal y factor de desplazamiento están en función del desplazamiento entre pisos relativo sobre la altura del edificio. [29]

Fig. N° 19: Factores de participación y coeficiente de masa modal

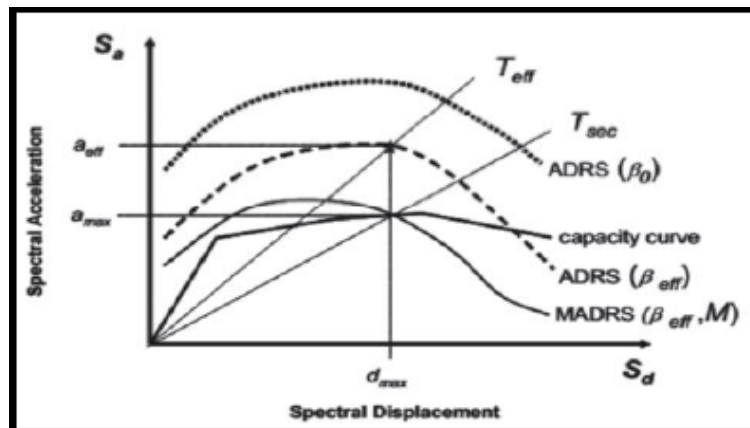


Fuente: ATC-40

1.1.15.6. Curva de demanda modificada MADRS

El método convencional de capacidad-espectro (ATC-40) utiliza el período secante como el período lineal efectivo para determinar el desplazamiento máximo (punto de rendimiento). Esta suposición da como resultado que el desplazamiento máximo ocurra en la intersección de la curva de capacidad de la estructura y una curva de demanda para el amortiguamiento efectivo en formato ADRS. Esta característica es útil por dos razones. En primer lugar, proporciona al ingeniero una herramienta de visualización al facilitar una comparación gráfica directa de la capacidad y la demanda. En segundo lugar, existen estrategias de solución muy eficaces para la linealización equivalente que se basan en una curva de demanda ADRS modificada (MADRS) que se cruza con la curva de capacidad en el desplazamiento máximo.[29]

Fig. N° 20: Espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento modificado (MADRS) con periodo secante



Fuente: FEMA 440

El uso del periodo efectivo y las ecuaciones de amortiguamiento generan un desplazamiento máximo que coincide con la intersección de la línea del periodo efectivo radial y la demanda ADRS para el amortiguamiento efectivo. El período efectivo del procedimiento mejorado, T_{eff} , es generalmente más corto que el período secante, T_{sec} , definido por el punto en la curva de capacidad correspondiente al desplazamiento máximo, d_{max} . La aceleración efectiva, a_{eff} , no es significativa ya que la aceleración máxima real, a_{max} , debe estar en la curva de capacidad y coincidir con el desplazamiento máximo, d_{max} . Al multiplicar las ordenadas de la demanda ADRS correspondientes a la amortiguación efectiva, β_{eff} , por el factor de modificación, se obtiene la curva de demanda ADRS modificada (MADRS) que ahora puede cruzarse con la curva de capacidad en el punto de rendimiento. Ya que los valores de aceleración están directamente relacionados con los periodos correspondientes.[29]

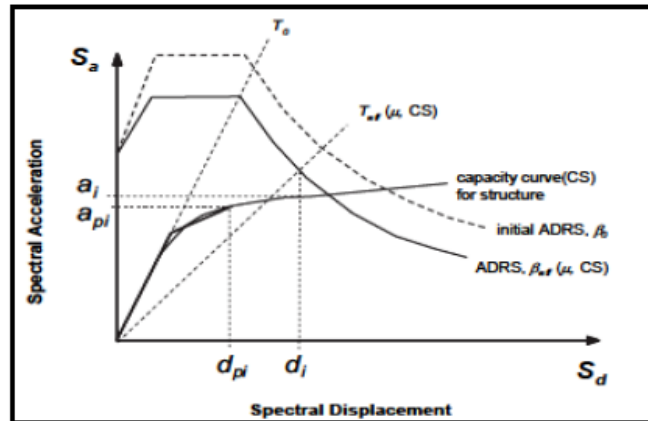
1.1.1.16. Desempeño sísmico

1.1.1.16.1. Punto de desempeño

Una vez obtenido la curva de capacidad representada en una curva de capacidad bilineal, y el espectro de demanda modificada (MADRS), se debe insertar ambas gráficas en una sola, el punto de intersección de estas gráficas representa el punto de desempeño de la estructura. El FEMA 440 establece tres procedimientos A, B y C, los procedimientos A y B parten de un punto de rendimiento inicial de aceleración y desplazamiento ($a_{pi}-d_{pi}$) y el procedimiento C parte de un punto de intersección del periodo secante y la curva MADRS. [29]

Procedimiento A (iteración directa): Se debe ajustar la curva de demanda ADRS con el amortiguamiento efectivo teniendo una curva ADRS (β_{eff}), se determina un punto estimado de desempeño con coordenadas de aceleraciones y desplazamientos máximos (a_i-d_i), mediante la intersección del periodo T_{eff} y la curva ADRS (β_{eff}) se compara con el punto de rendimiento inicial ($a_{pi}-d_{pi}$), si cumple con las tolerancias aceptables entonces se ha determinado el punto de desempeño de coordenadas (a_i-d_i), si no es así, se debe asumir otro punto inicial ($a_{pi}-d_{pi}$).[29]

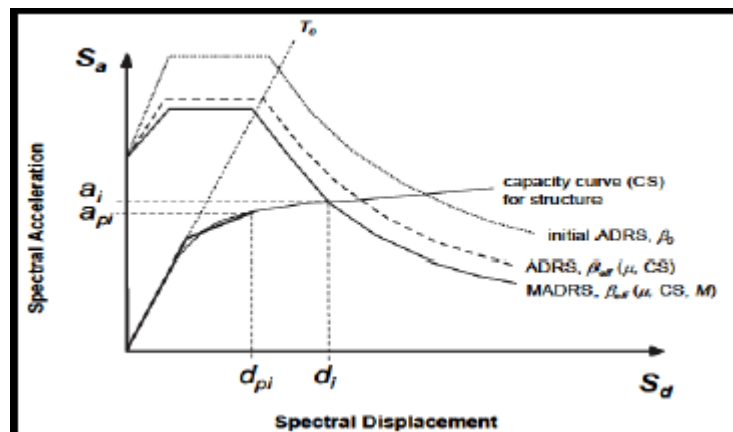
Fig. N° 21: Determinación del punto de desempeño mediante iteración directa (Procedimiento A)



Fuente: FEMA 440

Procedimiento B (intersección con MADRS): Se debe ajustar la curva de demanda ADRS con el amortiguamiento efectivo β_{eff} y el factor de modificación M a una curva MADRS(β_{eff}), se obtiene el punto de desempeño estimado con coordenadas de aceleraciones y desplazamientos máximos (a_i-d_i) con la intersección de la curva de capacidad con la curva MADRS(β_{eff}), se compara con el punto de rendimiento inicial ($a_{pi}-d_{pi}$), si cumple con las tolerancias aceptables entonces se ha determinado el punto de desempeño de coordenadas (a_i-d_i), si no es así, se debe asumir otro punto inicial ($a_{pi}-d_{pi}$). [29]

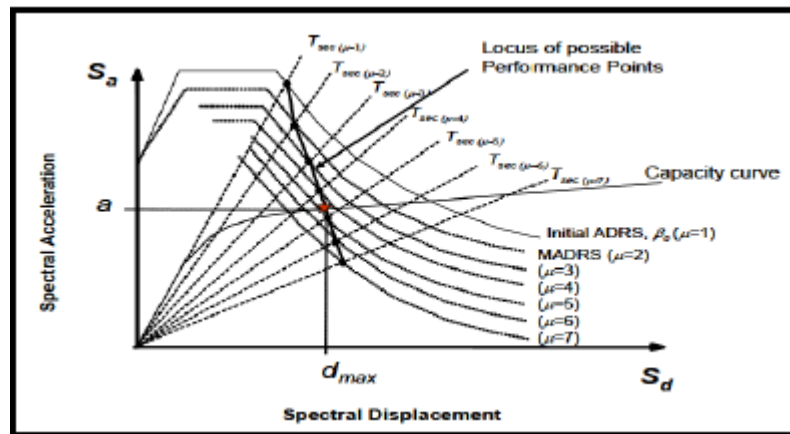
Fig. N° 22: Determinación del punto de desempeño mediante la intersección del espectro de capacidad y curva MADRS (Procedimiento B)



Fuente: FEMA 440

Procedimiento C (MADRS Lugar geométrico de los posibles puntos de rendimiento): Se debe ajustar la curva de demanda ADRS con el amortiguamiento efectivo β_{eff} y el factor de modificación M a una curva MADRS(β_{eff}), un posible punto de desempeño se obtiene con la intersección del periodo secante T_{sec} con la MADRS, se debe generar una serie de puntos aumentando o disminuyendo el punto de desempeño, el punto de desempeño real se obtiene con la intersección del lugar geométrico de los puntos con el espectro de capacidad. Este es un proceso optimizado donde supone que la solución inicial corresponde a una ductilidad igual a 1. [29]

Fig. N° 23: Lugar geométrico de posibles puntos de desempeño utilizando MADRS



Fuente: FEMA 440

1.1.1.16.2. Niveles de desempeño

- **Propuesta del Comité VISION 2000**

Es una expresión de la máxima extensión del daño, donde se considera tanto la condición de los elementos estructurales como de los elementos no estructurales y su contenido, relacionado con la función de la edificación. Los niveles de desempeño suelen expresarse en términos cualitativos de significación pública (impacto en ocupantes, usuarios, etc.) y en términos técnicos ingenieriles para el diseño o evaluación de edificaciones existentes (extensión del deterioro, degradación de elementos estructurales o no estructurales, etc.) (SEAOC, 1995).[12]

La propuesta del Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) define cuatro niveles de desempeño con límites que se encuentran en función del desplazamiento elástico Δy y el desplazamiento inelástico Δp , de la curva de capacidad de la estructura.

Tabla N° 18: Nivel de desempeño de la edificación VISION 2000

Nivel de desempeño	Descripción de los daños	Estado de daño	Limite de desplazamiento del Sistema
Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Todas las instalaciones y servicios operan normalmente luego del sismo.	Despreciable	Δy
Operacional	Daños ligeros en elementos estructurales y en componentes no estructurales. Las instalaciones y servicios están operativos o podrían estar parcialmente interrumpidos, pero de fácil recuperación.	Leve	$\Delta y + 0.30\Delta p$
Resguardo de Vida	Daño estructural y no estructural moderado. La estructura aún conserva un margen de seguridad contra el colapso. El edificio podría repararse, aunque no siempre sea económicamente aconsejable	Moderado	$\Delta y + 0.60\Delta p$
Cerca al Colapso	Daño estructural severo. Falla de elementos no estructurales. La seguridad de los ocupantes se encuentra comprometida, las réplicas podrían ocasionar el colapso.	Extenso	$\Delta y + 0.80\Delta p$
Colapso	Colapso estructural. No es posible reparar la edificación	Completo	$\Delta y + 1.00\Delta p$

Fuente: Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995)

- **Propuesta del ATC-40**

El ATC-40 define niveles de desempeño de forma independiente para los elementos estructurales y no estructurales. Los niveles de desempeño de un edificio son una combinación del nivel de desempeño estructural y el nivel de desempeño no estructural. [28]

Niveles de desempeño para Elementos Estructurales

Son asignados por un número n, llamado número de desempeño estructural y se identifican con la abreviatura SP-n (Structural Performance). [28]

Ocupación Inmediata, SP-1: Es el estado de daño en el que sólo se ha producido un daño estructural muy limitado. Los sistemas básicos de resistencia de carga vertical y lateral del edificio mantienen casi todas sus características y capacidades previas al sismo. El riesgo de una lesión que pone en peligro la vida por una falla estructural es insignificante, y el edificio debe ser seguro para la salida, el ingreso y la ocupación. [28]

Control de daño, SP-2: Este término en realidad no es un nivel específico, pero si un rango de daño post-sismo que podría variar desde SP-1 hasta SP-3. Proporciona un marcador de posición para las muchas situaciones en las que puede ser deseable limitar el daño estructural más allá del nivel de Seguridad de Vida, pero donde la ocupación no es el problema. [28]

Seguridad de Vida, SP-3: Es el estado de daño en el cual un daño significativo a la estructura puede haber ocurrido, pero aún mantiene algún margen contra el colapso estructural total o parcial. Los principales componentes estructurales no se han desprendido ni caído, lo que amenaza la seguridad de la vida dentro o fuera del edificio. Si bien pueden ocurrir lesiones durante el sismo, el riesgo de lesiones mortales por daños estructurales es muy bajo. Se debe esperar que sean necesarias reparaciones estructurales extensas antes de la reocupación del edificio, aunque el daño no siempre puede ser económicamente reparable. Se pretende que este nivel de desempeño estructural sea menor que el nivel de desempeño esperado de los edificios nuevos que cumplen totalmente con los códigos. [28]

Seguridad Limitada, SP-4: Este término en realidad no es un nivel específico, pero si un rango de daño post-sismo que podría variar desde SP-3 hasta SP-5. Proporciona un marcador de posición para la situación en la que un reforzamiento puede no cumplir con todos los requisitos estructurales del nivel de Seguridad de Vida. Incluye casos cuando el nivel de seguridad de vida completo no es rentable, o cuando solo se mitigan algunas deficiencias estructurales críticas. [28]

Estabilidad Estructural, SP-5: Es el estado de daño estructural en el que el sistema estructural del edificio está a punto de sufrir un colapso parcial o total. Se ha producido un daño sustancial a la estructura, que podría incluir una degradación significativa de la rigidez y la resistencia del sistema resistente de cargas laterales. Sin embargo, todos los componentes importantes del sistema resistente de cargas de gravedad continúan con sus demandas de gravedad. Existe un alto riesgo de que se produzca el colapso por posibles réplicas. Es muy probable que los daños en estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables. Este nivel se proporciona principalmente para verificar específicamente si una estructura es estable ante sismos máximos. [28]

No Considerado, SP-6: Este no es un nivel de desempeño, pero proporciona un marcador de posición para situaciones en las que sólo se realiza una evaluación sísmica no estructural o un reforzamiento. [28]

Niveles de desempeño para Elementos No Estructurales

Son asignados por una letra n, llamada letra de desempeño no estructural y se identifican con la abreviatura NP-n (Nonstructural Performance). [28]

Operacional, NP-A: Es el estado de daño en el cual los sistemas y elementos no estructurales permanecen funcionales y en su sitio después del sismo. [28]

Ocupación Inmediata, NP-B: Es el estado de daño en el cual los sistemas y elementos no estructurales permanecen en su sitio. Pueden presentarse algunas limitaciones en el funcionamiento de algunos equipos y maquinarias. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, sin embargo, el estado de seguridad sísmica no es afectado. [28]

Seguridad de Vida, NP-C: Este estado de daño incluye un daño considerable en los sistemas y elementos no estructurales, pero sin llegar al colapso o poner en peligro a las personas dentro o fuera del edificio. Los sistemas, equipos y maquinaria no estructurales pueden verse afectados y podrían requerir el reemplazo o la reparación. [28]

Peligro Reducido, NP-D: Este estado de daño puede incluir un daño severo en los sistemas y elementos no estructurales, pero sin llegar al colapso o caída de elementos grandes y pesados que puedan causar daños significativos a grupos de personas tales como parapetos, muros exteriores de mampostería, entre otros. [28]

No Considerado, NP-E: Este no es un nivel de desempeño, proporciona una designación para el caso común en el que los elementos no estructurales no se inspeccionan ni evalúan a menos que tengan un efecto directo en la respuesta estructural, como muros de relleno de mampostería u otras particiones pesadas. [28]

Niveles de desempeño para las Estructuras

La combinación de un nivel de desempeño estructural y no estructural da lugar a un nivel de desempeño para la estructura que describe completamente el estado de daño

límite deseado para una estructura y representa el comportamiento global del edificio. [28]

Operacional, 1-A: Este es el nivel de desempeño relacionado con la funcionalidad. El daño a la estructura del edificio es limitado, por lo que la ocupación continúa siendo segura, y las reparaciones necesarias son menores y pueden llevarse a cabo sin interrupciones significativas para los ocupantes. De manera similar, el daño a los sistemas no estructurales y los contenidos relacionados con la funcionalidad son menores y no pondrán en peligro las funciones del edificio. [28]

Ocupación inmediata, 1-B: Este nivel corresponde a los criterios más utilizados para edificaciones esenciales. Se espera que los espacios y sistemas del edificio sean razonablemente utilizables, a pesar de que el contenido puede estar dañado. Se mantiene la seguridad de los ocupantes. [28]

Seguridad de Vida, 3-C: Este nivel está destinado a lograr un estado de daño que presenta una probabilidad extremadamente baja de amenazas a la seguridad de vida, ya sea por daños estructurales (limitados) o por fallas de elementos no estructurales. Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con la aplicación de los códigos de diseño convencionales. [28]

Estabilidad Estructural, 5-E: El margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra casi al límite y la probabilidad del colapso ante posibles réplicas es bastante alta, no obstante, el sistema de cargas verticales continúa garantizando la estabilidad del edificio. No se requiere evaluar los daños no estructurales debido al elevado nivel de daños estructurales. No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes, por lo que es necesario desalojar, o incluso demoler la estructura. [28]

Tabla N° 19: Niveles de desempeño para las estructuras

Niveles de Desempeño No Estructural	Niveles de Desempeño Estructural					
	SP-1 Ocupación Inmediata	SP-2 Control de daño	SP-3 Seguridad de Vida	SP-4 Seguridad Limitada	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No Considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación Inmediata	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad de Vida	1-C	2-C	3-C Seguridad de Vida	4-C	5-C	6-C
NP-D Peligro Reducido	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

	Niveles de desempeño comúnmente utilizados
	Otras posibles combinaciones de SP-NP
	Combinaciones No Recomendadas de SP-NP

Fuente: ATC-40

- **Niveles de desempeño según el ASCE/SEI 41-13**

Según el ASCE/SEI 41-13 el nivel de desempeño de un edificio consiste en la combinación de un nivel de desempeño estructural y un nivel de desempeño no estructural. [28]

Niveles y Rangos de Desempeño Estructural

Será seleccionado de 6 niveles de desempeño estructural discretos y 2 rangos de desempeño estructural intermedios definidos en la sección 2.3.1 del estándar. Los niveles discretos de desempeño estructural son Ocupación Inmediata (S-1), Control de daño (S-2), Seguridad de vida (S-3), Seguridad limitada (S-4), Prevención de colapso (S-5) y No Considerado (S-6). Los rangos de desempeño estructural intermedios son el Rango de Seguridad Mejorado y el Rango de Seguridad Reducido. [28]

Ocupación Inmediata (S-1): Se define como el estado de daño posterior al sismo en el cual una estructura permanece segura para ocupar y esencialmente conserva su resistencia y rigidez inicial luego del sismo. [28]

Rango de Seguridad Mejorado: Se define como el rango continuo de estado de daño entre el nivel de seguridad de vida S-3 y el nivel de ocupación inmediata S-1. [28]

Control de daño (S-2): Se define como un estado de daño post sismo entre el nivel de seguridad de vida S-3 y el nivel de ocupación inmediata S-1. [28]

Seguridad de vida (S-3): Se define como el estado de daño posterior al sismo en el que una estructura tiene sus componentes dañados, pero conserva un margen de seguridad contra el inicio del colapso parcial o total. [28]

Rango de Seguridad Reducida: Se define como el rango continuo de estado de daño entre el nivel de seguridad de vida S-3 y el nivel de prevención de colapso S-5. [28]

Seguridad Limitada (S-4): Se define como un estado de daño post sismo entre el nivel de seguridad de vida S-3 y el nivel de prevención de colapso S-5. [28]

Prevención de Colapso (S-5): Se define como el estado de daño posterior al sismo en el que una estructura tiene sus componentes dañados y continúa soportando cargas de gravedad, pero ya no cuenta con ningún margen de seguridad contra el colapso. [28]

No Considerado (S-6): Cuando una evaluación o rehabilitación no considere la estructura. [28]

Niveles y Rangos de Desempeño No Estructural

Será seleccionado de 5 niveles de desempeño no estructural discretos definidos en la sección 2.3.2 del estándar. Estos son: Operacional (N-A), Retención de posición (N-B), Seguridad de vida (N-C) y No considerado (N-D). [28]

Operacional (N-A): Es el estado de daño posterior al sismo en el que los componentes no estructurales pueden proporcionar las funciones que proporcionaron en el edificio antes del sismo. [28]

Retención de posición (N-B): Es el estado de daño posterior al sismo en el que los componentes no estructurales pueden dañarse de modo que no pueden funcionar de inmediato, pero se mantienen en su lugar para evitar el daño causado por la caída, volteo o ruptura de las conexiones de servicios públicos. [28]

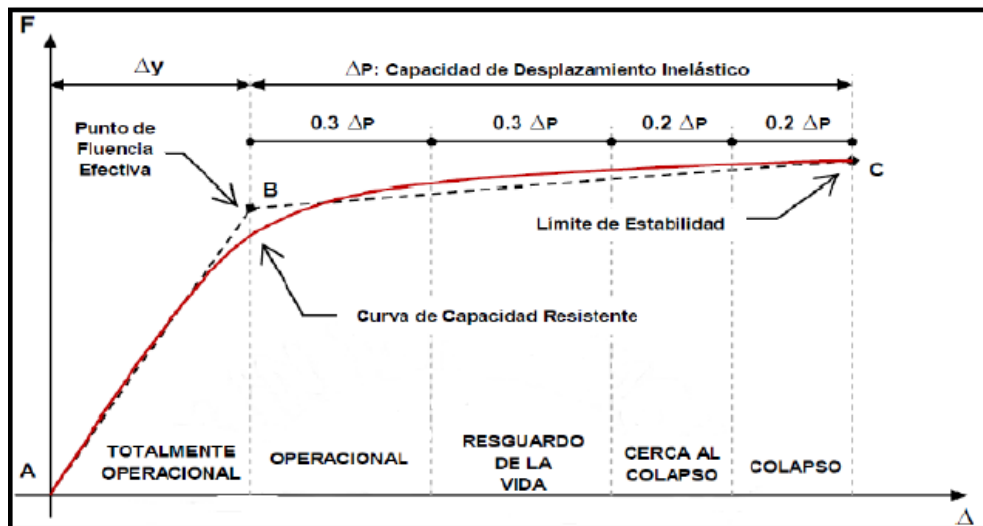
Seguridad de vida (N-C): Es el estado de daño posterior al sismo en el que pueden dañarse los componentes no estructurales, pero el daño consecuente no representa una amenaza para la seguridad de la vida. [28]

Peligros reducidos (N-D): Cuando una evaluación o rehabilitación no considere todos los componentes no estructurales en uno de los niveles anteriores. [28]

1.1.1.16.3. Sectorización de la curva de capacidad

De acuerdo a la tabla del Comité VISION 2000, la sectorización de los niveles de desempeño es una forma de establecer el nivel de desempeño en función de su curva de capacidad y se establece de la siguiente manera.

Fig. N° 24: Sectorización de la curva de capacidad



Fuente: Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995)

1.1.1.16.4. Objetivos de desempeño

- **Propuesta del Comité VISION 2000**

Se definen como una expresión del grado deseado de daño (nivel de desempeño) ante una intensidad de sismo (nivel de demanda sísmica). VISION 2000 propone objetivos múltiples mínimos de desempeño, en lo que denomina matriz de objetivos de diseño, para diferentes tipos de estructuras clasificadas según sus implicancias en la seguridad poblacional. [30]

Tabla N° 20: Matriz de objetivos de diseño

Nivel de demanda sísmica	Nivel de desempeño sísmico			
	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de vida	Pre colapso
Frecuente	OB	X	X	X
Ocasional	OEP	OB	X	X
Raro	OSC	OEP	OB	X
Muy raro	-	OSC	OEP	OB

Fuente: Comité VISION 2000 (SEAO, 1995)

OB: Objetivo Básico: edificio habitacional y de oficinas, X: objetivo inaceptable.

OEP: Objetivo Esencial y Peligroso: edificios esenciales (hospital, policía) e instalaciones peligrosas.

OSC: Objetivo de Seguridad Crítica: edificios con elementos tóxicos, explosivos, radiactivos, etc.

- **Propuesta del ATC-40**

La amplia variedad de niveles de desempeño para edificios se puede combinar con varios niveles de sismo para formar muchos objetivos de desempeño posibles. [28]

Un objetivo de desempeño de nivel doble o múltiple puede ser definido seleccionando dos o más desempeños esperados diferentes, uno para cada nivel de sismo. [28]

En la siguiente tabla se muestra el objetivo de desempeño de Seguridad Básica para edificaciones convencionales, este es un objetivo de desempeño de nivel doble donde el edificio alcanza el nivel de desempeño Seguridad de Vida 3-C para el Sismo de Diseño (DE), y el nivel de desempeño de Estabilidad Estructural para el Sismo Máximo (ME). [28]

Tabla N° 21: Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales

Nivel de amenaza sísmica	Nivel de desempeño de la estructura			
	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Estabilidad Estructural
Servicio (SE)	-	-	-	-
Diseño (DE)	-	-	✓	-
Máximo (ME)	-	-	-	✓

Fuente: ATC-40

- **Objetivos de desempeño según ASCE/SEI 41-13**

Los objetivos de desempeño se seleccionarán considerando objetivos básicos, mejorados, limitados u parciales, como se define en las secciones 2.2.1 a 2.2.3 del estándar, o un objetivo propuesto a ser equivalente a las disposiciones para edificios nuevos, como se define en la sección 2.2.4. [28]

El Objetivo de desempeño seleccionado como base para el diseño determina, en gran medida, el costo y la viabilidad de cualquier proyecto, y el beneficio que se obtendrá en términos de seguridad mejorada, reducción del daño a la propiedad e interrupción del uso en el caso de futuros sismos. En la siguiente tabla se indica el rango de los objetivos de desempeño que podrían considerarse al usar esta norma para un edificio típico, como uno clasificado bajo la Categoría de riesgo II. [28]

Tabla N° 22: Objetivos de desempeño

Nivel de amenaza sísmica	Niveles de desempeño del edificio objetivo			
	Operacional (1-A)	Ocupación Inmediata (1-B)	Seguridad de Vida (3-C)	Prevención de Colapso (5-D)
50%/50 años BSE-1E	a	b	c	d
(20%/50 años) BSE-2E	e	f	g	h
(5%/50 años) BSE-2N	i	j	k	l
(ASCE 7 MCE_R)	m	n	o	p
Notas: Cada celda en la matriz representa un Objetivo de Desempeño discreto				
Los Objetivos de Desempeño en la matriz pueden ser usados para representar 3 tipos de objetivos de desempeño, que pueden ser seleccionados para un edificio que es asignado a la Categoría de Riesgo I o II, de la siguiente forma:				
Objetivos de Desempeño Básico para edificios existentes (BPOE)	g & l			
Objetivos Mejorados	g & i, j, m, n, o, ó p l & e ó f g & l & a, ó b k, m, n, ó solamente o			
Objetivos Limitados	solamente g solamente l c, d, e, ó f			

Fuente: ASCE 41-13

Los objetivos de desempeño varían en función de la categoría de riesgo asignada. Las categorías de riesgo se usan para facilitar la coordinación con las regulaciones y los códigos de construcción como el IBC (International Building Code) y el IEBC (International Existing Building Code). [28]

El Objetivo de Desempeño Básico Equivalente a los nuevos Estándares de Construcción (BPON) es un objetivo de desempeño específico usado sólo con una

evaluación sistemática de Nivel 3 que varía con la categoría de riesgo como se muestra en la tabla siguiente, donde la categoría de riesgo es definida por las regulaciones del ASCE 7. [28]

Tabla N° 23: Objetivo básico de desempeño equivalente a los nuevos estándares de construcción

Categoría de Riesgo	Nivel de Amenaza Sísmica	
	BSE-1N	BSE-2N
I & II	SP Seguridad de Vida	SP Prevención de Colapso
	NSP Retención de Posición (3-B)	NSP Peligros reducidos (5-D)
III	SP Control de daño	SP Seguridad Limitada
	NSP Retención de Posición (2-B)	NSP Peligros reducidos (4-D)
IV	SP Ocupación inmediata	SP Seguridad de Vida
	NSP Operacional (1-A)	NSP Peligros reducidos (3-D)

Fuente: ASCE 41-13

1.1.1.17. Ensayo esclerométrico

El método del ensayo esclerométrico tiene como objetivo la determinación del número de rebote del concreto endurecido usando un martillo de acero impulsado por resorte según lo establece la norma ASTM C805. Así mismo se usa para una estimación de la resistencia del concreto en el sitio.

Se deben descartar las lecturas que difieran del promedio de diez lecturas, en más de 6 unidades y determinar el promedio de las lecturas remanentes. Si más de dos lecturas difieren del promedio en 6 unidades, descartar el conjunto completo de lecturas, del área de ensayo.[31]

Fig. N° 25: Ensayo esclerométrico



Fuente: Néstor Sánchez, El esclerómetro-Resistencia del concreto

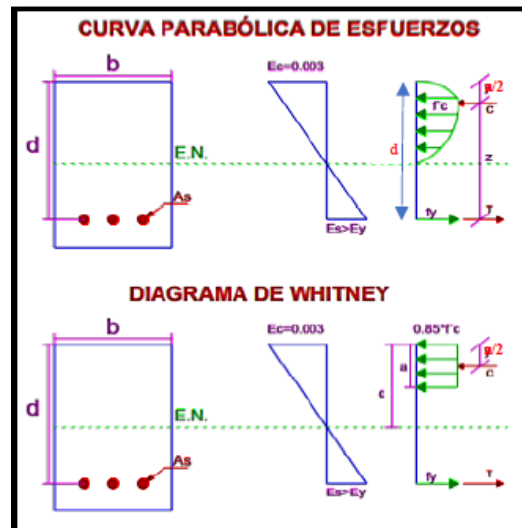
1.1.1.18. Análisis de elementos estructurales

1.1.1.18.1. Análisis en vigas

- Análisis a flexión

El análisis en vigas se lo puede realizar mediante el diagrama de Whitney donde presenta una alternativa para representar la curva parabólica del esfuerzo del hormigón por un rectángulo de esfuerzos. En base al diagrama de Whitney se establecen las fórmulas para determinar el momento resistente en vigas simplemente armadas. El cortante se calcula con las ecuaciones descritas en el ACI 318-14. [32]

Fig. N° 26: Diagrama de Whitney



Fuente: Sebastián. N, Comparación Técnica-Económica de Elementos Compuestos Vs. Elementos de Acero y Elementos de Hormigón Armado

- Análisis a corte

El corte es muy importante a analizar en los elementos estructurales, ya que, si su falla llega a ocurrir, el elemento es casi irreparable y ya no tiene la capacidad de soportar cargas. La resistencia a cortante de una viga de hormigón armado, de acuerdo al ACI 318-14 se calcula con las siguientes ecuaciones. [32]

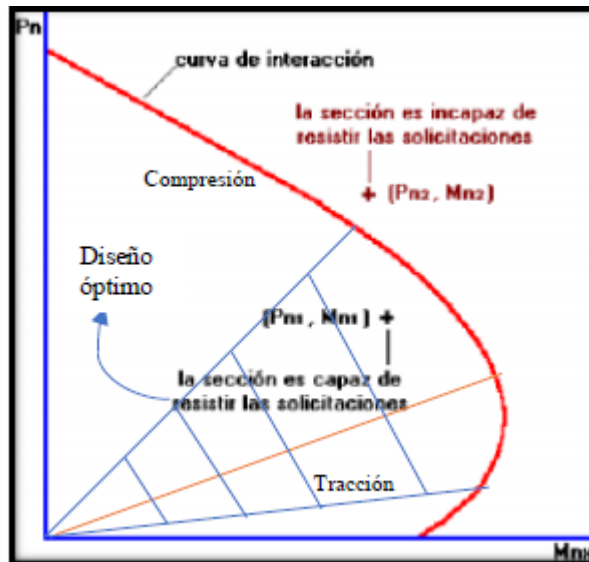
El análisis de vigas se realizará en función al área de acero obtenido con el acero requerido y con los requerimientos mínimos que establece la NEC 2015. En el caso de que la sección requiera acero por torsión A_t , el área de refuerzo para torsión, A_t se define en términos de una sola rama, a diferencia del refuerzo cortante, A_v que se define en términos de todas las ramas de un estribo. [33]

1.1.1.18.2. Análisis en columnas y muros

- **Análisis a flexo-compresión**

Para el análisis a flexo-compresión de columnas, debe conocer el armado de las columnas y verificar la cuantía de acero, de acuerdo a la NEC la cuantía de acero debe encontrarse entre 1% y 3%, y según el ACI 318-14 entre el 1% y 8% de cuantía de acero. [34]

Al análisis de las columnas y muros resulta algo más complicado que en vigas debido a que es un elemento a flexo-compresión. Para conocer la capacidad de la estructura se puede utilizar el diagrama de iteraciones, este diagrama es una representación de las fuerzas axiales y de los momentos flectores. [32]



Fuente: Sebastián. N, Comparación Técnica-Económica de Elementos Compuestos Vs. Elementos de Acero y Elementos de Hormigón Armado

El diagrama de iteraciones se grafica de acuerdo a las propiedades de la sección armada, en este diagrama se ubica las cargas actuantes de la columna y muro para verificar si está en una zona de compresión o de tracción, o si la columna está sobre-dimensionada o sub-dimensionada y requiere ser reforzada. [32]

- **Análisis a corte**

El análisis de columnas se realizará en función al área de acero obtenido con el acero requerido y con los requerimientos mínimos que establece la NEC 2015.

1.2.Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Analizar la factibilidad del cambio de uso de la edificación del Proyecto de la Familia Pallo Sarabia en la Parroquia San Francisco, Cantón Ambato, Provincia de Tungurahua.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Evaluar la respuesta estructural mediante un análisis modal espectral.
- Determinar el desempeño sísmico por cambio de uso de la edificación mediante el método estático no lineal (Pushover).
- Definir los posibles daños al que estará sometida la estructura de hormigón armado.

1.3.Hipótesis

El cambio de uso de la edificación del Proyecto de la familia Pallo Sarabia puede resultar no factible y afectar la estabilidad estructural.

1.3.1. Variable dependiente

Cambio de uso de la edificación del Proyecto de la familia Pallo Sarabia.

1.3.2. Variable Independiente

Estabilidad estructural.

CAPÍTULO II.- METODOLOGÍA




2.1. Materiales y equipos

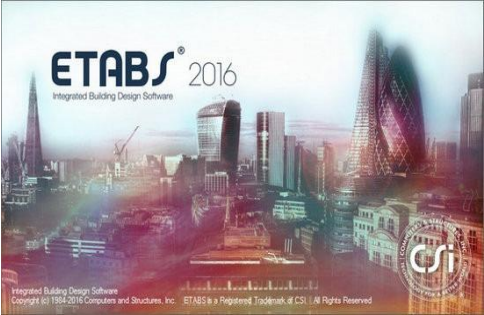
2.1.1. Materiales

- Material bibliográfico
- Materiales de oficina (papel, lápices, esfero, calculadora, etc.)

2.1.2. Equipos

Tabla N° 24: Especificaciones técnicas de los equipos

Nombre del equipo	Especificaciones
Computadora 	<ul style="list-style-type: none">• Tarjeta de video: NVIDIA GeForce MX230• Capacidad de disco duro: 1000GB• Modelo del procesador: i7-1065G7• Peso: 2.38 kg• Tipo de memoria interna: DDR3L-SDRAM
Flexómetro 	<ul style="list-style-type: none">• Flexómetro 5M Global Plus Stanley• Cinta métrica con botón de tranca• Cinta métrica con nylon• Ancho – hoja: 13mm (1/2)• Largo – hoja: 5m (16)
Cámara Fotográfica 	<ul style="list-style-type: none">• Celular Galaxy A10s• 13.0 MP + 2.0 MP cámara principal• 8 MP cámara frontal

<p>Software especializado para el cálculo estructural (ETABS V16)</p> 	<ul style="list-style-type: none"> • ETABS Ultimate 2016 – Network (Academic 10 User). • Duración de la licencia: 1 año • Contraseña de Activación: 7b8217ce-61b7-4823-a9d4-b8c86c9f2707 • Usuario ID: 6863 • Nombre de usuario: Universidad Técnica de Ambato
<p>Martillo esclerométrico</p> 	<ul style="list-style-type: none"> • Modelo PROCEQ • El martillo de Shimidt – esclerómetro digital, presenta los valores automáticamente de rebote y de la resistencia a compresión en su pantalla gráfica. • Energía de impacto estándar. Espesor mínimo del objeto de ensayo: 100 mm (3.9”) y debería estar fijado firmemente en la estructura.

Fuente: Joselyn Chicaiza

2.2.Métodos

2.2.1. Modalidad básica de la investigación

Para poder llevar a cabo la investigación, es necesario establecerse en el sitio de estudio, la información y recopilación de datos se obtendrán en base a la inspección visual de la estructura con el fin de corroborar que este construida como muestra en los planos, por esta razón la investigación es de campo.

Posteriormente, se deberá tomar mediciones de todos los componentes de la estructura, sea estructurales y no estructurales que permitan realizar los cálculos para el desempeño sísmico de la estructura y para esto nos basaremos en normas, códigos y libros, es decir la investigación también es de modalidad bibliográfica.

2.2.2. Nivel o tipo de investigación

2.2.2.1. Investigación experimental

El estudio realizado para la obtención del desempeño del edificio del Proyecto de la Familia Pallo Sarabia, no tiene una investigación y tampoco existe una documentación relacionada con el tema a tratar, debido a esto la investigación se considera de nivel experimental.

2.2.2.2. Investigación aplicada

Es de tipo aplicada porque a partir de los resultados obtenidos mediante la obtención del punto de desempeño de la estructura con los códigos de construcción actuales, al igual que aplicando el método de evaluación sísmica del FEMA 440, se determinará las patologías y problemas estructurales que pueden conllevar a que la estructura necesite de un reforzamiento para que sea factible su cambio de uso.

2.2.3. Población y muestra

El estudio de esta investigación se realizará en el edificio del Proyecto de la Familia Pallo Sarabia, los ensayos, muestras y todo lo demás serán tomados únicamente de este edificio, así como también toda la información y resultados será obtenida a partir del análisis del edificio en estudio, entonces no existe muestra y la población únicamente es el edificio del Proyecto de la Familia Pallo Sarabia.

2.2.4. Plan de recolección de la información

Para la recolección de información se realizará mediante la observación directa en el exterior y en el interior del edificio, con fin de conocer cada una de las dimensiones y características del edificio, para ello se seguirán los siguientes pasos:

- Obtener planos arquitectónicos y estructurales del edificio del Proyecto de la Familia Pallo Sarabia.
- Recopilar información de estudios SPT para determinar el tipo de suelo.
- Medir las dimensiones de los elementos estructurales y no estructurales de la edificación.
- Determinar la armadura de los elementos estructurales.
- Realizar el ensayo esclerómetro para obtener la resistencia a la compresión del hormigón in situ de vigas, columnas y losas de la edificación en estudio.

- Determinar las irregularidades del edificio en base a los planos existentes del edificio y medidas tomadas.
- Cuantificar la carga muerta actuante en el edificio y la carga viva de acuerdo a la NEC-2015.
- Determinar la carga sísmica de acuerdo con la sismicidad de la ciudad de Ambato.

2.2.5. Plan de procesamiento y análisis de la información

Con los datos obtenidos se procede a realizar el análisis en el software ETABS V16, con los siguientes pasos para el análisis de información:

- Realizar un modelamiento de la estructura con las propiedades lineales y no lineales de los materiales.
- Definir las secciones en columnas, losas, vigas de hormigón armado y acero estructural.
- Definir el área de acero de los elementos de hormigón armado.
- Realizar un análisis estático lineal y modal espectral.
- Definir los niveles de amenaza sísmica expresados en espectros de respuesta con $T_r=72$, $T_r=225$, $T_r=475$ años, $T_r=2500$ años.
- Asignar las rótulas plásticas en los elementos resistentes a fuerzas sísmicas.
- Realizar un análisis estático no lineal.
- Obtener el punto de desempeño de la estructura de acuerdo al FEMA 440.
- Evaluar el punto de desempeño obtenido para los distintos niveles de amenaza sísmica.
- Evaluar los datos de los análisis realizados y determinar si la edificación es factible para un cambio de uso.

2.2.6. Recolección de datos

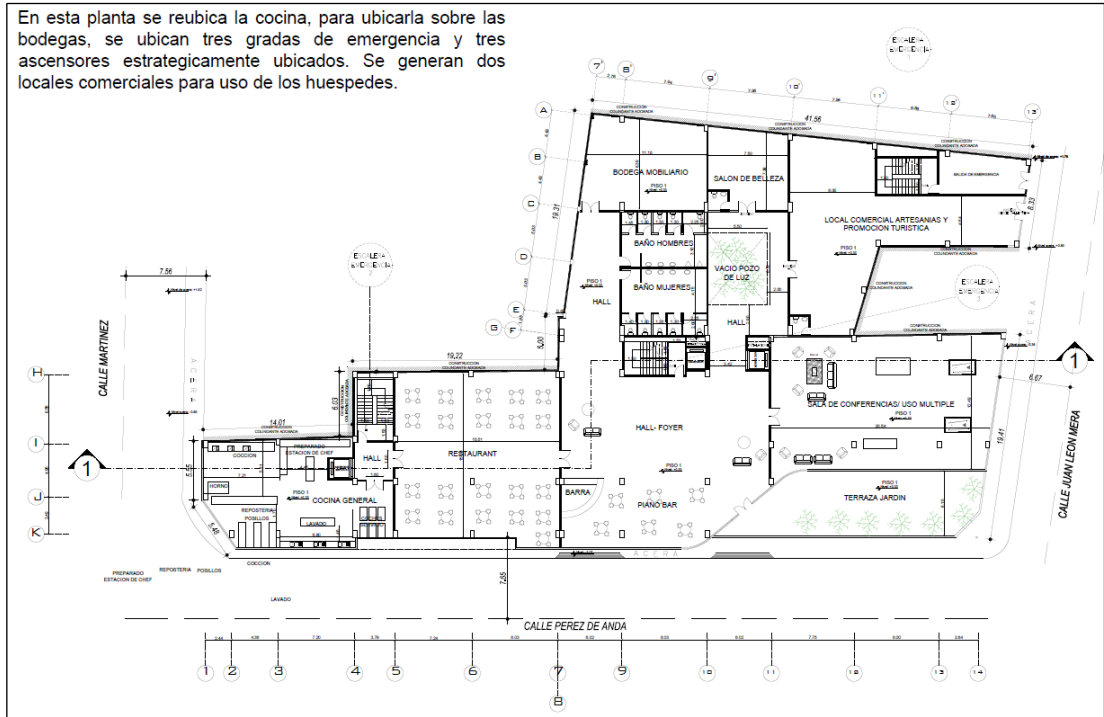
2.2.6.1. Planos de la edificación

- ❖ Planos arquitectónicos.

Los planos de la edificación han sido proveídos por el dueño de la edificación, dichos planos corresponden a un diseño realizado con la normativa NEC 2015. Los planos arquitectónicos y estructurales existentes se encuentran en el anexo A y B, a

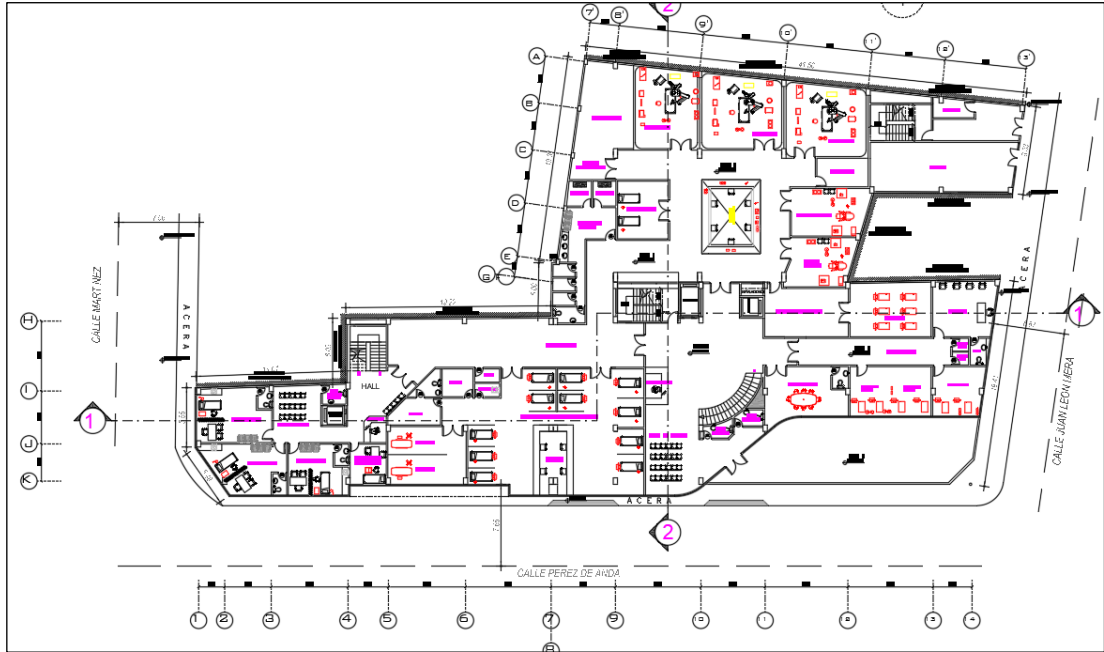
continuación, se presenta el plano arquitectónico del Nivel+0.33 existente como hotel y modificado como hospital.

Fig. N° 27: Planta Baja Existente Nivel N+0.33



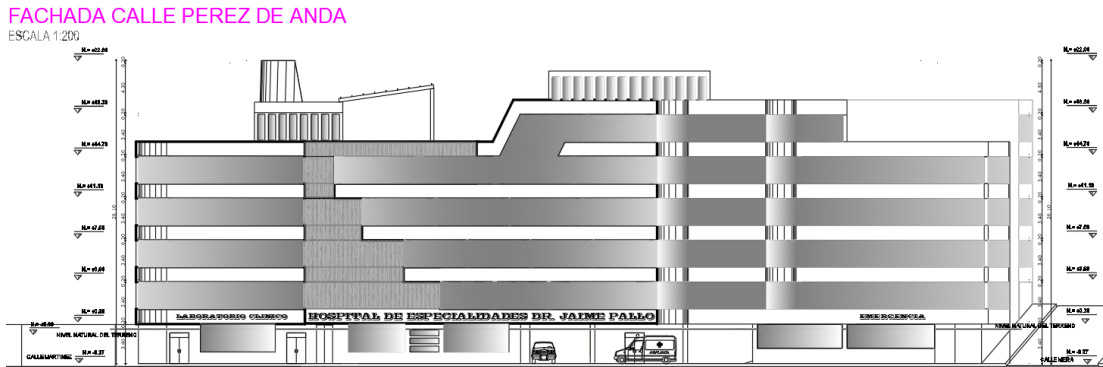
Fuente: Dr. Jaime Pallo, Propietario

Fig. N° 28: Planta Baja Modificada Nivel N+0.33



Fuente: Dr. Jaime Pallo, Propietario

Fig. N° 29: Fachada Frontal Modificada Calle Pérez de Anda



Fuente: Dr. Jaime Pallo, Propietario

2.2.6.2. Ubicación

El proyecto está ubicado en la Provincia de Tungurahua, Ciudad de Ambato, Av. Pérez de Anda entre calle Martínez y Mera.

Fig. N° 30: Ubicación de edificio de estudio



Fuente: Google Earth

Tabla N° 25: Coordenadas de la edificación en estudio

Coordenadas UTM WGS 84 Zona 17-Sur	
Este	Norte
763689.00	9863003.00

Fuente: Google Earth

2.2.6.3. Estudio de suelos

El día 19 de Abril del 2014, se realizó 4 Ensayos de Penetración Estándar “SPT” (anexo D), para la investigación subsuelo y el consecuente diseño de la cimentación, a continuación se presentan los resultados:

- Se considera al nivel actual (excavado) del terreno como el N+0.00.
- No se encontró nivel freático.
- El subsuelo presenta las siguientes características a partir del nivel N-1.00m:
 - Capacidad admisible buena a excelente.
 - Contenido de humedad bajo.
 - El suelo está conformado por limos y arenas.
 - Suelo no plástico.
- Características que debe tener la cimentación:

Tabla N° 26: Características de cimentación

Tipo de cimentación	Capacidad admisible (T/m ²)	Desplante (Cota m)
Zapatas aisladas	20.00	-2.50

Fuente: Dr. Jaime Pallo Propietario

2.2.6.3.1. Tipo de suelo según la NEC

Las ecuaciones empíricas de Kirar et al. 2016 permiten determinar la velocidad de onda de corte V_s a partir del número de golpes N , sin la necesidad de realizar ensayos de refracción sísmica, ya que las ecuaciones permiten una buena correlación entre V_s y N .

Para todo tipo de suelo:

$$V_s = 99.5 N^{0.345} \quad (Ec. 1)$$

Para suelos arenosos:

$$V_s = 100.3 N^{0.338} \quad (Ec. 2)$$

Para suelos arcillosos:

$$V_s = 94.4 N^{0.379} \quad (Ec. 3)$$

Para determinar el tipo de suelo se aplican las fórmulas empíricas con respecto a la velocidad de onda de corte V_s , en este caso se aplica la ecuación para suelos arenosos (Ec. 2), según el número de golpes que se realizaron en el estudio de suelos:

Tabla N° 27: Velocidad de onda de corte

Profundidad (m)	Sondeo			
	1	2	3	4
1.00-1.50	5.50	13.75	16.50	28.19
1.50-2.00	7.56	19.25	33.00	55.00
2.00-2.50	21.31	13.75	33.00	34.38
2.50-3.00	30.94	24.75	41.94	34.38
3.00-3.50	41.25	39.88	48.13	34.38
N prom	21.31	22.28	34.51	37.27
N prom	28.84			
V_s (m/s)	282.08	286.33	332.00	340.73
V_s prom (m/s)	310.29			

Fuente: Joselyn Chicaiza

Según los parámetros que establece la NEC 2015 en la tabla N° 1, se comprueba que es un suelo tipo D, porque se encuentra dentro de los límites establecidos:

$$\checkmark \quad 360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$$

$$\checkmark \quad 50 > N \geq 15.0$$

2.2.6.4. Descripción de la estructura en análisis

El Proyecto de la Familia Pallo Sarabia corresponde a un edificio de 6 plantas (tapa gradas y subsuelo), con una altura total de 21.60m, y una altura de entrepiso de 3.60m, presenta un sistema estructural mixto conformado de pórticos especiales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas descolgadas, losas compuestas y vigas secundarias de acero estructural. Actualmente la estructura está diseñada y construida para ser un Hotel, y a futuro los dueños de la edificación pretenden que pase a funcionar como un Hospital. En la tabla N° 28 se presenta el área por cada nivel y el uso ocupacional que actualmente posee y el modificado.

Tabla N° 28: Resumen de áreas y usos de la edificación

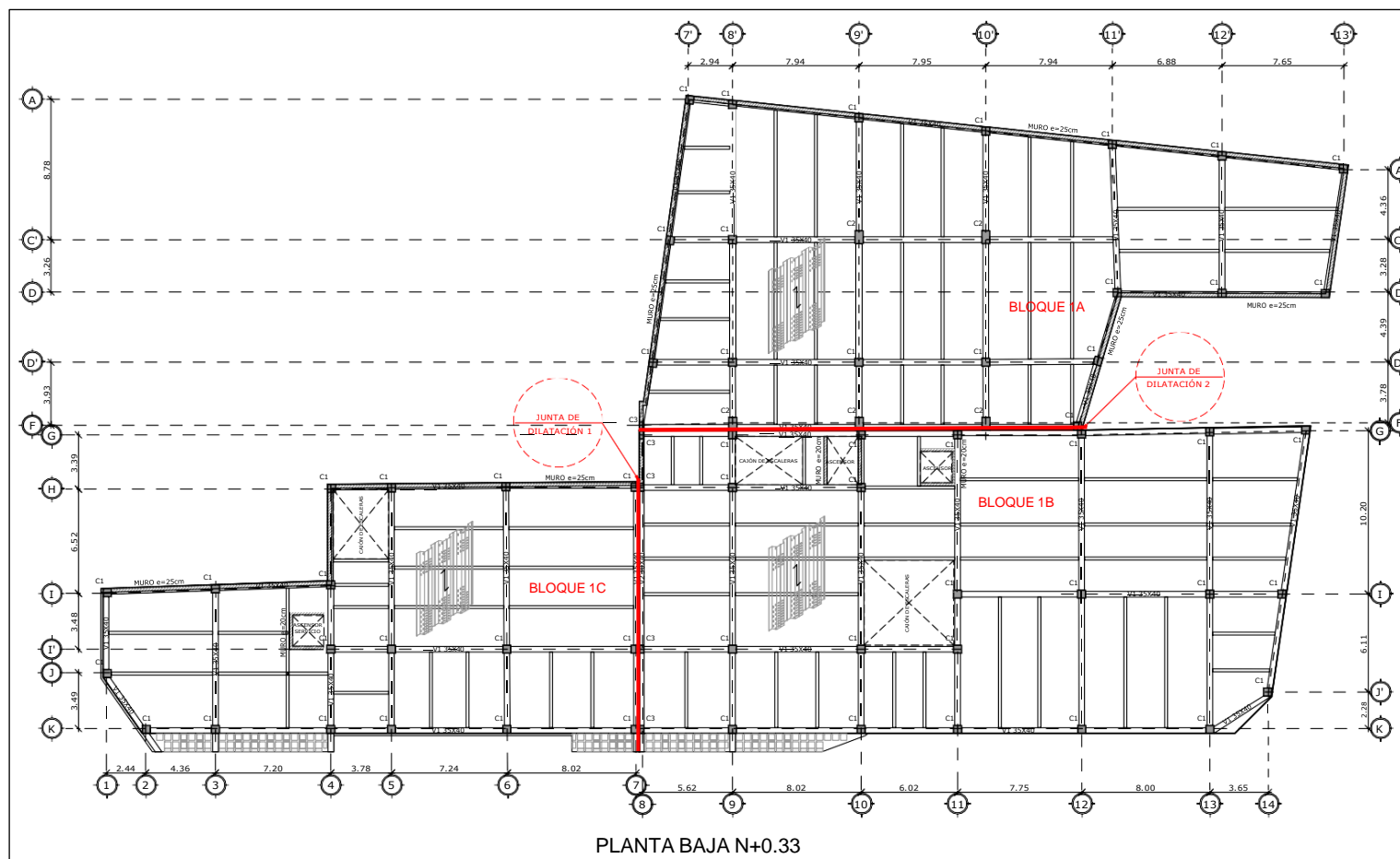
CUADRO DE RESUMEN DE ÁREAS		USO	
NIVEL	M2	ACTUAL	MODIFICADO
Subsuelo N-3.27	1101.82	Vestíbulo principal del hotel, bodega de alimentos, ingreso y salida de parqueaderos.	Farmacia, zona de emergencia, estación de enfermería, laboratorio clínico, ingreso y salida de parqueaderos.
Planta baja N+0.33	1280.26	Cocina general, restaurant, hall foyer, salón de belleza, local comercial artesanías y promoción turística, sala de conferencias/uso múltiple, terraza jardín.	Consultorios, salas de espera, unidad de cuidados intensivos, esterilización, quirófanos, sala de partos, obstetricia, terraza jardín.
Primera planta alta N+3.93	1286.14	Lavado y secado de hotel, suites, sala de reuniones,	Consultorios, hospitalización, clínica odontológica,

		galería de pintura y escultura, sala de TV.	estación de enfermería.
Segunda planta alta N+7.53	1291.14	Lavado y secado de hotel, suites, sala de reuniones, galería de pintura y escultura, sala de TV.	Consultorios, ginecología, hospitalización, oficinas administrativas y contabilidad, estación de enfermería.
Tercera planta alta N+11.13	1296.14	Administración y contabilidad, suites, sala de reuniones, galería de pintura y escultura, sala de TV.	Cocina general, comedor personal de la clínica, hospitalización, oficinas de mantenimiento de la clínica, estación de enfermería.
Cuarta planta alta N+14.73	743.31	Área de spa, gimnasio, áreas verdes, oficina de mantenimiento del edificio.	Área de lavado y secado, centro de capacitaciones, terapia física, gimnasio,
Tapa gradas y ascensores	121.50		
Área total construcción	7120.31		
Área total del terreno	1759.82		

Fuente: Joselyn Chicaiza

Esta es una estructura que está dividida en 3 bloques 1A, 1B, 1C, debido a que se encuentran separadas mediante dos juntas de dilatación. En la figura N° 32, se presenta el plano en planta N+0.33 de la edificación.

Fig. N° 31: Vista en planta de la edificación N+0.33



Fuente: Joselyn Chicaiza

En la figura N° 32 se muestra la fachada frontal actual de la edificación, además se puede observar la junta de dilatación 1 que se encuentra alado del ingreso a los parqueaderos.

Fig. N° 32: Fachada frontal de la edificación



Fuente: Joselyn Chicaiza

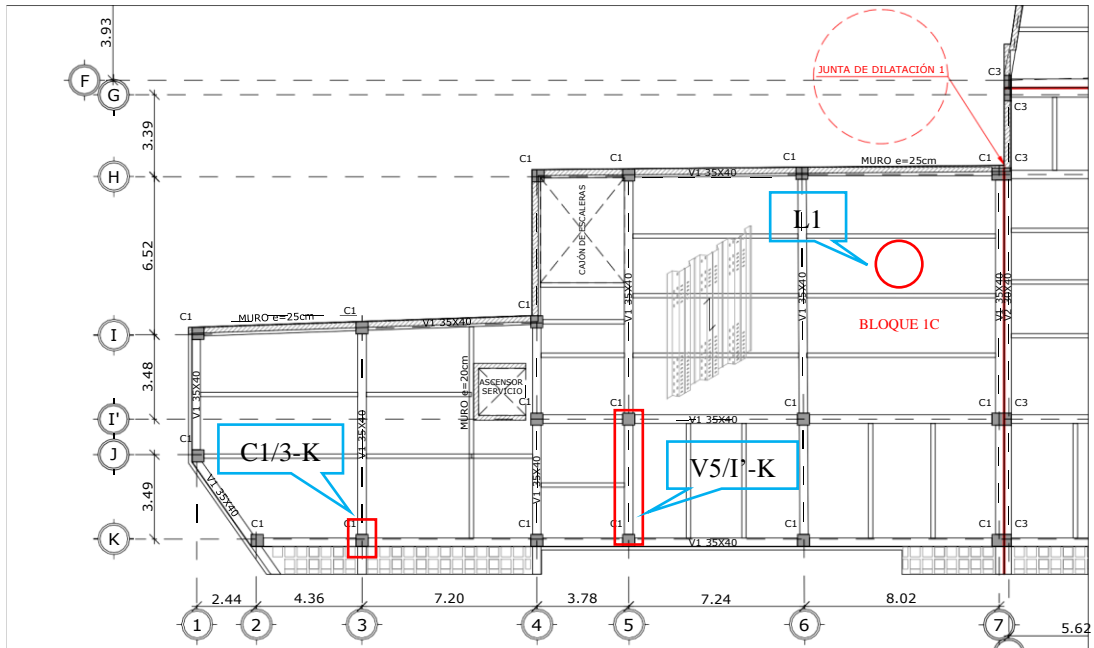
2.2.6.5. Resistencia del hormigón

La resistencia del hormigón fue determinada mediante el ensayo esclerométrico siguiendo los requerimientos de la norma ASTM C805 sobre las superficies accesibles de vigas, columnas y losas que se encontraron descubiertas para realizar el ensayo. Este método es aplicable para determinar la uniformidad del concreto y para delinear zonas o regiones de baja calidad o de concreto deteriorado en las estructuras. Así mismo se usa para una estimación de la resistencia del concreto en el sitio. [31]

A continuación, se muestran marcados los elementos donde se realizaron los ensayos en los planos:

En la planta baja N+0.33 se realizó el ensayo sobre la viga V5/I'-K, la columna C1/3-K, y sobre la losa L1, pertenecientes al bloque 1C.

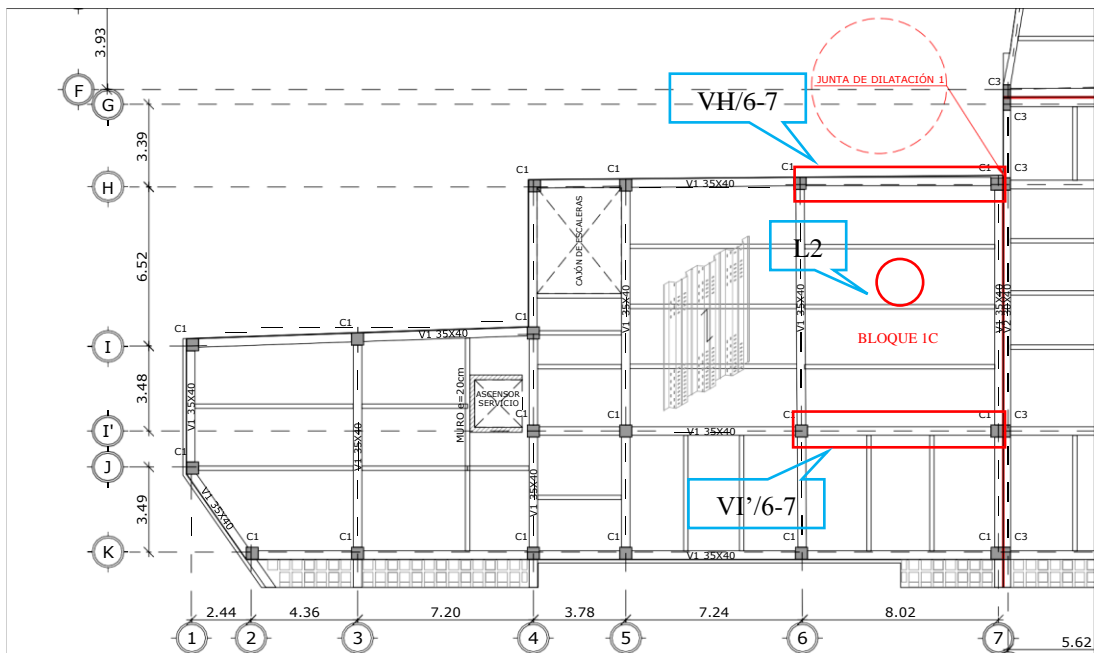
Fig. N° 33: Losa bloque 1C, nivel N+0.33



Fuente: Joselyn Chicaiza

En la planta alta N+3.93 se realizó el ensayo sobre las vigas VH/6-7, VI'/6-7y sobre la losa L2, pertenecientes al bloque 1C.

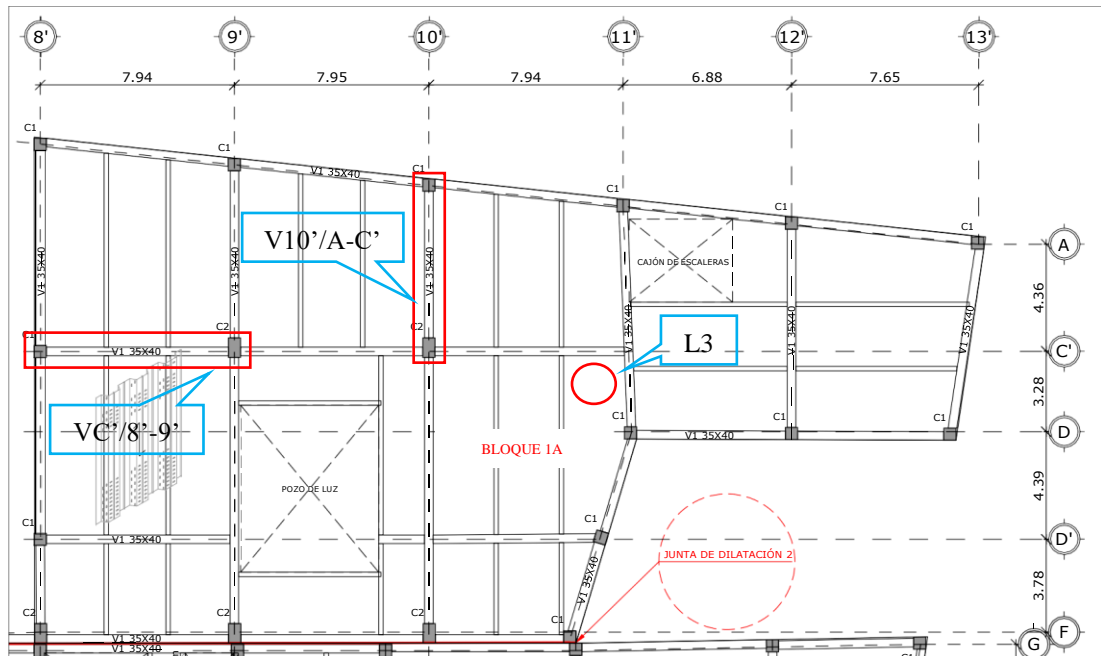
Fig. N° 34: Losa bloque 1C, nivel N+3.93



Fuente: Joselyn Chicaiza

En la planta alta N+7.53 se realizó el ensayo sobre las vigas VC'/8'-9', V10'/A-C' y sobre la losa L3, pertenecientes al bloque 1A.

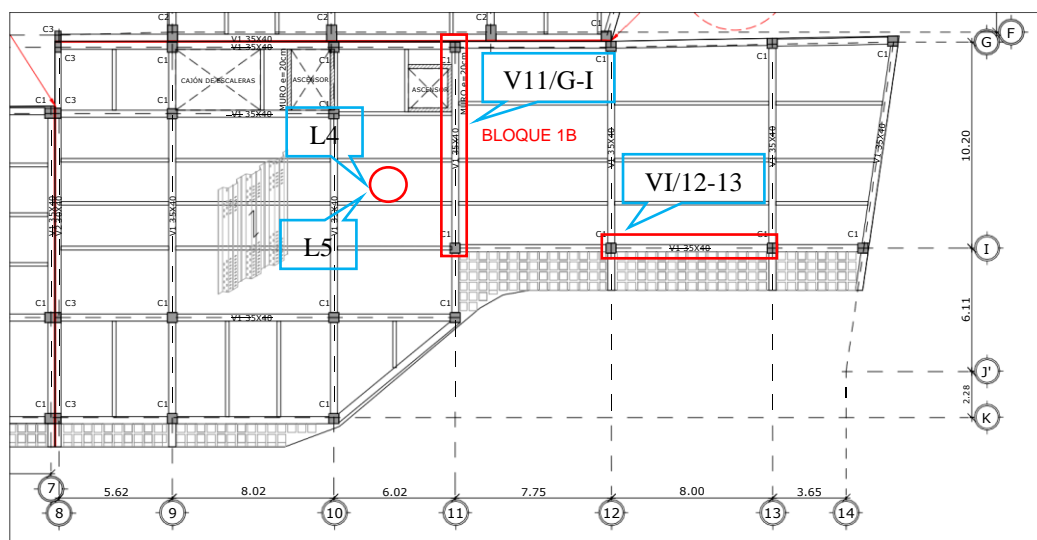
Fig. N° 35: Losa bloque 1A, nivel N+7.53



Fuente: Joselyn Chicaiza

En la planta alta N+11.13 y N+14.73 se realizó el ensayo sobre las vigas V11/G-I, VI/12-13 y sobre la losa L4-L5, pertenecientes al bloque 1B.

Fig. N° 36: Losa bloque 1B, nivel N+11.13, N+14.73



Fuente: Joselyn Chicaiza

El ensayo se realizó en cada piso del proyecto en una viga, columna, y losa, por lo que se obtuvieron 3 resultados por piso con un total de 15 resultados que se muestran a continuación.

Tabla N° 29: Datos de ensayo esclerométrico N+0.33

Nivel N+0.33			
N°	Índice de rebote (Q)		
	Columna Eje K3	Viga Eje 5 Tramo I'-K	Losa L1
1	40.0	42.1	45.5
2	39.0	44.5	41.5
3	43.0	43.2	40.0
4	43.0	44.2	41.5
5	40.0	43.5	40.5
6	42.0	44.0	40.0
7	39.5	42.0	40.0
8	41.0	42.5	42.5
9	40.0	42.1	43.0
10	39.0	42.0	44.0
Promedio	40.7	43.0	41.9
f'c (kg/cm²)	240.0	245.0	243.0
Curva de Regresión	235.0	245.0	235.0

Fuente: Joselyn Chicaiza

Tabla N° 30: Datos de ensayo esclerométrico N+3.93

Nivel N+3.93			
N°	Índice de rebote (Q)		
	Viga Eje H Tramo 6-7	Viga Eje I' Tramo 6-7	Losa L2
1	38.5	39.0	42.5
2	44.0	40.0	39.5
3	39.5	42.0	42.0
4	43.0	42.5	41.0
5	44.5	43.5	42.5
6	45.0	42.5	44.0
7	43.5	42.0	39.0
8	42.0	44.0	38.5
9	43.0	42.0	43.5
10	44.0	43.0	39.0
Promedio	42.7	42.1	41.2
f'c (kg/cm²)	280.0	250.0	250.0

Curva de Regresión	240.0	235.0	235.0
---------------------------	-------	-------	-------

Fuente: Joselyn Chicaiza

Tabla N° 31: Datos de ensayo esclerométrico N+7.53

Nivel N+7.53			
N°	Índice de rebote (Q)		
	Viga Eje 10' Tramo A-C'	Viga Eje C' Tramo 8'-9'	Losa L3
1	43.4	45.5	39.0
2	42.0	43.2	46.0
3	43.4	40.0	47.0
4	46.0	45.0	42.0
5	40.5	42.5	39.0
6	42.5	45.0	38.5
7	46.5	46.3	42.5
8	45.1	44.5	43.5
9	41.0	41.0	44.0
10	49.0	41.0	38.0
Promedio	43.9	43.4	42.0
f'c (kg/cm²)	315.0	250.0	300.0
Curva de Regresión	245.0	245.0	240.0

Fuente: Joselyn Chicaiza

Tabla N° 32: Datos de ensayo esclerométrico N+11.13

Nivel N+11.13			
N°	Índice de rebote (Q)		
	Viga Eje I Tramo 12-13	Viga Eje 11 Tramo G-I	Losa L4
1	44.5	44.5	42.5
2	42.5	41.0	44.5
3	43.0	43.0	40.5
4	46.3	42.1	43.0
5	45.5	45.5	39.5
6	42.1	44.0	44.5
7	40.0	46.5	42.5
8	44.0	46.0	43.0
9	44.5	40.0	38.0
10	44.0	42.3	40.5
Promedio	43.6	43.5	41.9
f'c (kg/cm²)	265.0	280.0	275.0

Curva de Regresión	245.0	245.0	235.0
---------------------------	-------	-------	-------

Fuente: Joselyn Chicaiza

Tabla N° 33: Datos de ensayo esclerométrico N+14.73

Nivel N+14.73			
N°	Índice de rebote (Q)		
	Viga Eje I Tramo 12-13	Viga Eje 11 Tramo G-I	Losa L5
1	41.5	40.0	42.0
2	43.2	42.0	45.5
3	44.5	43.0	41.5
4	42.3	42.5	40.5
5	41.5	41.0	42.5
6	44.0	43.5	41.5
7	42.5	45.4	40.5
8	41.5	43.5	41.5
9	49.0	44.5	43.5
10	46.0	41.5	42.5
Promedio	43.6	42.7	42.2
f'c (kg/cm²)	300.0	315.0	255.0
Curva de Regresión	245.0	240.0	240.0

Fuente: Joselyn Chicaiza

Para la validación de los datos del índice de rebote se debe calcular el promedio de las lecturas tomadas in situ, verificando que las lecturas no sobrepasen ± 6 unidades ya que de ser el caso se debe desechar todas las lecturas y realizar un nuevo ensayo. Para esta verificación se utilizarán datos del ensayo realizado en la columna K3 de la tabla N° 29, el procedimiento es el mismo para los demás datos.

Tabla N° 34: Cálculo del error para validación de la resistencia a la compresión del concreto

Índice de rebote Q	Promedio P	Error (Q-P)
40.0	40.7	-0.6
39.0		-1.7
43.0		2.4
43.0		2.4

40.0		-0.6
42.0		1.4
39.5		-1.2
41.0		0.4
40.0		-0.6
39.0		-1.7

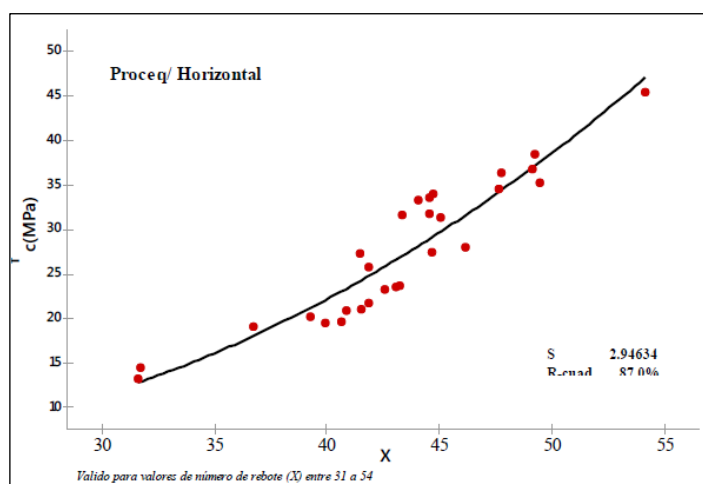
Fuente: Joselyn Chicaiza

Como se observa todos los datos son válidos al cumplir con el requisito de no sobrepasar en ± 6 unidades por lo tanto los datos de las tablas N° 29, 30, 31, 32 y 33 son válidos.

Para la corrección de datos tomados en el ensayo esclerométrico realizado en diferentes elementos estructurales del proyecto se tomaron gráficos que relacionan el índice de rebote (Q) con la resistencia del hormigón ($f'c$) realizados en la Universidad Central del Ecuador con la finalidad de evitar las incertidumbres que se presentan al momento que el martillo interpreta los resultados debido a las distintas variables que los afectan sobre todo cuando se realiza sobre estructuras existentes y no a nivel de laboratorio. [35]

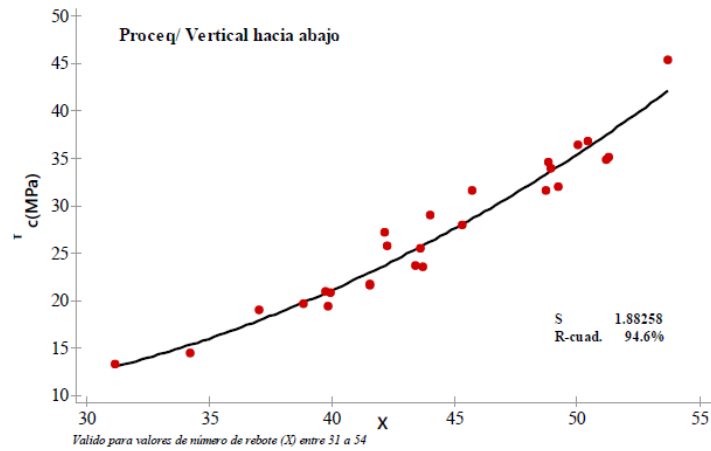
De acuerdo con la inclinación del martillo se tomaron los gráficos de orientación horizontal para las columnas y vigas, y vertical hacia abajo para el caso de las losas al tratarse de losas compuestas.

Fig. N° 37: Curva de regresión para estimar $f'c$ (MPa) Proceq/Horizontal



Fuente: NEIRA Nathalie & PALACIOS Rubén, (2018)

Fig. N° 38: Curva de regresión para estimar $f'c$ (MPa) Proceq/Vertical hacia abajo



Fuente: NEIRA Nathalie & PALACIOS Rubén, (2018).

Para obtener el valor de la resistencia a la compresión ($f'c$) del conjunto de tablas obtenidas se realiza la media aritmética de los 15 datos corregidos por las curvas de regresión (figura N° 37 y 38) de todos los pisos del proyecto, el cual se utilizará para todos los cálculos del proyecto.

$$f'c = \frac{235 + 245 + 235 + 240 + 235 + 235 + 245 + 245 + 240 + 245 + 245 + 235 + 245 + 240 + 240}{15}$$

$$f'c = 240.3 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f'c = 240 \frac{kg}{cm^2}$$

Fig. N° 39: Ensayo esclerométrico con la norma ASTM C805



Fuente: Joselyn Chicaiza

En la figura N° 39 se muestra la ejecución del ensayo esclerométrico en el elemento C1/3-K en la planta baja N+0.33, del bloque 1C.

2.2.6.6. Resistencia del acero de refuerzo

A partir de la observación de los elementos estructurales del proyecto se pudo visualizar el acero de vigas y columnas en último nivel de la estructura, en donde se observó que son barras de acero corrugado. Por defecto la fluencia utilizada será de $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$.

2.2.6.6.1. Dimensiones y áreas de acero de los elementos estructurales

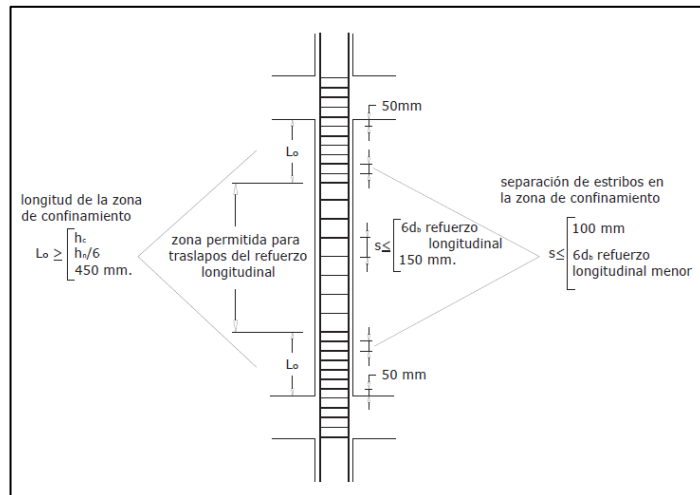
Las dimensiones de los elementos se obtuvieron mediante la medición de cada uno de ellos en la estructura del proyecto, al tener acceso a los planos estructurales del proyecto con uso de hotel, se pudieron verificar ciertas falencias constructivas, ya que ciertas columnas fueron ensanchadas en sus dimensiones y no correspondían al cuadro de áreas especificado en los planos, en cuanto a las vigas se pudo verificar que cumplían con los planos ya que se encontraban bien en cuanto a sus dimensiones. En este caso al observar el armado de las columnas en el último piso de la edificación para los cálculos respectivos se tomará el armado observado, en cambio para las vigas al no tener forma de verificar, el armado será asumido siguiendo los requisitos mínimos de la NEC 2015.

Estos datos de los armados de los elementos son necesarios al momento de la modelación de la estructura, ya que permitirá definir las rótulas plásticas al conocer los aceros longitudinales y transversales cerca de los nudos.

2.2.6.6.2. Columnas

Existen 4 tipos de columnas de 50X50cm (C1), 50X80cm (C2), 30X50cm (C3) y 30X30cm (C4) para el primer tipo de columna el armado longitudinal fue visible en el último nivel de la edificación del proyecto, así como su recubrimiento por lo que se observó que constaban de 12 varillas Ø20mm y 3cm de recubrimiento, para los tres tipos de columnas restantes se asumirá el armado mínimo ya que no fue posible su verificación de armado, en cuanto a los aceros transversales se asumirán estribos Ø10mm, siguiendo los lineamientos de la NEC para el espaciamiento de estos.

Fig. N° 40: Separación de estribos en columnas



Fuente: NEC-SE-HM, 2015

Para la obtención de los datos del armado de las columnas a excepción de la columna C1 se utilizaron las fórmulas establecidas por la norma NEC-SE-HM 2015, realizando los chequeos con los parámetros mínimos establecidos por la norma.

- La cuantía de refuerzo longitudinal se encuentra en 1% como mínima y 3% como máxima:

$$0.01 \leq \frac{\rho_g}{A_g} \leq 0.03 \quad (Ec. 4)$$

Dónde:

ρ_g : Área de refuerzo longitudinal

A_g : Área bruta de la sección

- Refuerzo transversal, confinamiento:

Debido a las rótulas plásticas que se puedan producir en los nudos por acciones sísmicas los elementos a flexo-compresión deben proporcionar un confinamiento especial L_o .

Tabla N° 35: Datos de la columna C1 de 50x50cm

DATOS DE LA COLUMNA		
Base (b)	50.00	cm
Altura (h)	50.00	cm
Recubrimiento (r)	3.00	cm
Peralte (d)	47.00	cm
f'c	240.00	kg/cm ²
fy	4200.00	kg/cm ²
hn	3.50	m
As máx.	75.00	cm ²
As min	25.00	cm ²

Fuente: Joselyn Chicaiza

Tabla N° 36: Armado de la columna C1 de 50x50cm

ARMADO DE LA COLUMNA			
Diámetro de acero 1	20	mm	
Diámetro de acero 2	20	mm	
#Acero en esquinas	4.00	u	
#Acero en caras	8.00	u	
As real	37.70	cm ²	<u>OK</u>
Cuantía Real	1.51%	%	<u>OK</u>

Fuente: Joselyn Chicaiza

Tabla N° 37: Separación de estribos de la columna C1 de 50x50cm

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS DE ACUERDO A LA NEC			
Longitud de L_o			
L_o	hc	50.00	cm
	hn/6	58.33	cm
	45		cm
Separación en L_o			
100		mm	NEC

6xØmenor	12.00	cm	NEC (De acuerdo a As real)
Separación en el centro			
d/2	23.50	cm	NEC
20		cm	NEC

Fuente: Joselyn Chicaiza

Tabla N° 38: Datos de la columna C2 de 50x80cm

DATOS DE LA COLUMNA		
Base (b)	50.00	cm
Altura (h)	80.00	cm
Recubrimiento (r)	3.00	cm
Peralte (d)	77.00	cm
f'c	240.00	kg/cm ²
fy	4200.00	kg/cm ²
hn	3.50	m
As máx.	120.00	cm ²
As min	40.00	cm ²

Fuente: Joselyn Chicaiza

Tabla N° 39: Armado de la columna C2 de 50x80cm

ARMADO DE LA COLUMNA			
Diámetro de acero 1	20	mm	
Diámetro de acero 2	18	mm	
#Acero en esquinas	4.00	u	
#Acero en caras	12.00	u	
As real	43.10	cm ²	<u>OK</u>
Cuantía Real	1.08%	%	<u>OK</u>

Fuente: Joselyn Chicaiza

Tabla N° 40: Separación de estribos de la columna C2 de 50x80cm

SEPRACIÓN DE ESTRIBOS DE ACUERDO A LA NEC			
Longitud de Lo			
Lo	hc	80.00	cm
	hn/6	58.33	cm
	45		cm
Separación en Lo			
100		mm	NEC
6xØmenor	10.80	cm	NEC (De acuerdo a As real)
Separación en el centro			
d/2	38.50	cm	NEC
20		cm	NEC

Fuente: Joselyn Chicaiza

Tabla N° 41: Datos de la columna C3 de 30x50cm

DATOS DE LA COLUMNA		
Base (b)	30.00	cm
Altura (h)	50.00	cm
Recubrimiento (r)	3.00	cm
Peralte (d)	47.00	cm
f'c	240.00	kg/cm ²
fy	4200.00	kg/cm ²
hn	3.50	m
As máx.	45.00	cm ²
As min	15.00	cm ²

Fuente: Joselyn Chicaiza

Tabla N° 42: Armado de la columna C3 de 30x50cm

ARMADO DE LA COLUMNA			
Diámetro de acero 1	14	mm	
Diámetro de acero 2	12	mm	
# Acero en esquinas	4.00	u	
# Acero en caras	8.00	u	
As real	15.21	cm²	<u>OK</u>
Cuantía Real	1.01%	%	<u>OK</u>

Fuente: Joselyn Chicaiza

Tabla N° 43: Separación de estribos de la columna C3 de 30x50cm

SEPRACIÓN DE ESTRIBOS DE ACUERDO A LA NEC			
Longitud de Lo			
Lo	hc	50.00	cm
	hn/6	58.33	cm
	45		cm
Separación en Lo			
100		mm	NEC
6Ømenor	7.20	cm	NEC (De acuerdo a As real)
Separación en el centro			
d/2	23.50	cm	NEC
20		cm	NEC

Fuente: Joselyn Chicaiza

Tabla N° 44: Datos de la columna C4 de 30x30cm

DATOS DE LA COLUMNA		
Base (b)	30.00	cm
Altura (h)	30.00	cm
Recubrimiento (r)	3.00	cm
Peralte (d)	27.00	cm
f'c	240.00	kg/cm ²
fy	4200.00	kg/cm ²
hn	3.50	m
As máx.	27.00	cm ²
As min	9.00	cm ²

Fuente: Joselyn Chicaiza

Tabla N° 45: Datos de la columna C4 de 30x30cm

ARMADO DE LA COLUMNA			
Diámetro de acero 1	12	mm	
Diámetro de acero 2	12	mm	
# Acero en esquinas	4.00	u	
# Acero en caras	4.00	u	
As real	9.05	cm²	<u>OK</u>
Cuantía Real	1.01%	%	<u>OK</u>

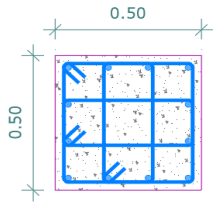
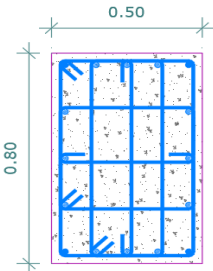
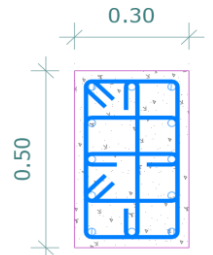
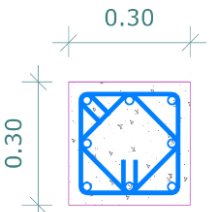
Fuente: Joselyn Chicaiza

Tabla N° 46: Separación de estribos de la columna C4 de 30x30cm

SEPRACIÓN DE ESTRIBOS DE ACUERDO A LA NEC			
Longitud de Lo			
Lo	hc	30.00	cm
	hn/6	58.33	cm
	45		cm
Separación en Lo			
100		mm	NEC
6xØmenor	7.20	cm	NEC (De acuerdo a As real)
Separación en el centro			
d/2	13.50	cm	NEC
20		cm	NEC

Fuente: Joselyn Chicaiza

Tabla N° 47: Armado final de columnas

COLUMNAS				
Ident.	Sección transversal	Área de acero	Dimensiones	Ubicación
C1		12 Ø20mm Cuantía: 1.51% Rec.: 3cm	50x50cm	Todos los ejes restantes
C2		4 Ø20mm y 12 Ø18mm Cuantía: 1.08% Rec.: 3cm	50x80cm	C'(9'-10') F(8'-9'-10')
C3		4 Ø14mm y 8 Ø12mm Cuantía: 1.01% Rec.: 3cm	30x50cm	EJE 8(F-G-H-I-K)
C4		8 Ø12mm Cuantía: 1.01% Rec.: 3cm	30x30cm	N+14.73, EJE 6(H-I'), EJE 3'(I-J), X(15, 16, 17, 18) EJE 15(I'-H-K)

Fuente: Joselyn Chicaiza

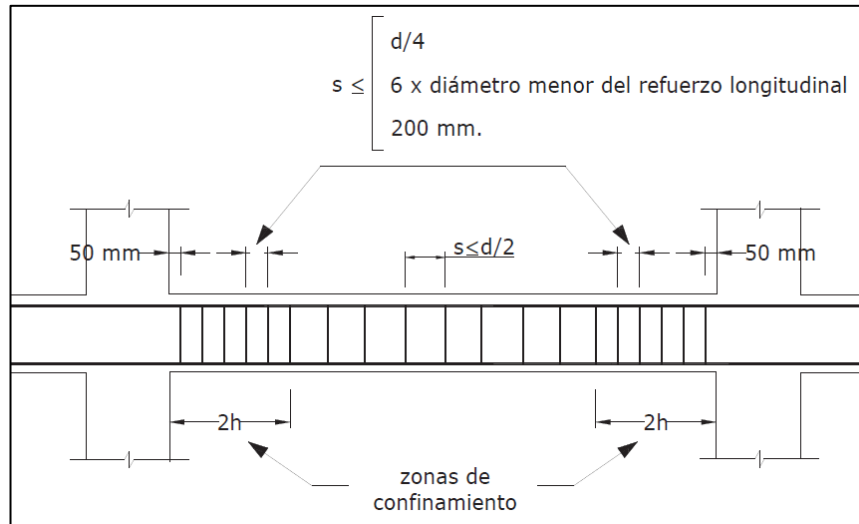
Nota: Para obtener un mayor margen de seguridad en el armado transversal, en todas las columnas se tomaron los mayores valores de espaciamiento de la zona Lo, los mismos que fueron considerados para todo el largo de la columna con un acero mínimo Ø10mm.

2.2.6.6.3. Vigas

Existen tres tipos de vigas en la edificación dos vigas principales de hormigón de 35x40cm (V1), siendo ésta la viga predominante en la estructura a excepción de la viga (V2) de 30x40cm que se encuentra ubicada en el Eje 8 tramo H-K y una viga

secundaria (VS) que es un perfil metálico IPE 400 la misma que se encuentra presente en todos los tableros de cada piso, el armado de las vigas V1 y V2 no se pudo visualizar en ninguno de los pisos por lo que se asumirá el armado mínimo. En cuanto a los aceros transversales se asumirán estribos Ø10mm, siguiendo los lineamientos de la NEC para el espaciamiento de estos.

Fig. N° 41: Separación de estribos en vigas



Fuente: NEC-SE-HM, 2015

Para la obtención del armado longitudinal y transversal de las vigas se utilizaron las fórmulas establecidas por la norma NEC 2015 y ACI318-14, realizando los chequeos con los parámetros mínimos establecidos por la norma.

- Para el cálculo de acero mínimo se determina la cuantía mínima del refuerzo que debe proporcionar una falla a flexión controlada por tracción.

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{14}{f_y} \quad (\text{Ec. 5})$$

Dónde:

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo (kg/cm^2)

$\rho_{\text{mín}}$: Cuantía de refuerzo mínimo

- Para el cálculo del acero máximo se determina la cuantía de refuerzo que no puede exceder el 50% de la cuantía balanceada.

$$\rho_{\text{máx}} = 0.50\rho_b \quad (\text{Ec. 6})$$

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6100}{6100 + f_y} \quad (\text{Ec. 7})$$

Dónde:

$\rho_{\text{máx}}$: Cuantía de refuerzo máximo

ρ_b : cuantía balanceada

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del hormigón (kg/cm²)

β_1 : Factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro.

Para cumplir con la ductilidad para que el elemento estructural en este caso la viga falle por fluencia, tracción o tensión se debe realizar el siguiente chequeo:

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} \quad (\text{Ec. 8})$$

$$\rho_{\text{min}} \leq \rho \leq \rho_{\text{máx}} \quad (\text{Ec. 9})$$

Dónde:

A_s : Área de acero

b : base

d : peralte efectivo

Tabla N° 48: Datos de la viga V1 de 35x40cm

DATOS DE LA VIGA			
Base (b)	35.00	cm	
Altura (h)	40.00	cm	
Recubrimiento (r)	3.00	cm	
Peralte (d)	37.00	cm	
f'c	240.00	kg/cm ²	
fy	4200.00	kg/cm ²	
β1	0.85		ACI
As máx.	15.83	cm ²	
As min	4.32	cm ²	

Fuente: Joselyn Chicaiza

Tabla N° 49: Armado de la viga V1 de 35x40cm

ARMADO DE LA VIGA			
Acero Inferior (As Inf)			
Diámetro de acero	12.00	mm	
#Acero	4.00	u	
As real	4.52	cm²	<u>Diseño dúctil</u>
Acero Superior (As Sup)			
Diámetro de acero	12.00	mm	
#Acero	4.00	u	
As real	4.52	cm²	<u>Diseño dúctil</u>

Fuente: Joselyn Chicaiza

Tabla N° 50: Separación de estribos de la viga V1 de 35x40cm

SEPRACIÓN DE ESTRIBOS DE ACUERDO A LA NEC			
Longitud en 2H			
2H	80.00	cm	NEC
Separación en 2H			
Ø menor	12.00	mm	De acuerdo a As real
d/4	9.25	cm	NEC
6Ømenor	7.20	cm	NEC
10.00		cm	NEC
Separación en el centro			
d/2	18.5	cm	NEC

Fuente: Joselyn Chicaiza

Tabla N° 51: Datos de la viga V2 de 30x40cm

DATOS DE LA VIGA			
Base (b)	30.00	cm	
Altura (h)	40.00	cm	
Recubrimiento (r)	3.00	cm	
Peralte (d)	37.00	cm	
f'c	240.00	kg/cm ²	
fy	4200.00	kg/cm ²	
β1	0.85		ACI
As máx.	13.57	cm ²	
As min	3.70	cm ²	

Fuente: Joselyn Chicaiza

Tabla N° 52: Armado de la viga V2 de 30x40cm

ARMADO DE LA VIGA			
Acero Inferior (As Inf)			
Diámetro de acero	12.00	mm	
#Acero	4.00	u	
As real	4.52	cm²	<u>Diseño dúctil</u>

Acero Superior (As Sup)			
Diámetro de acero	12.00	mm	
#Acero	4.00	u	
As real	4.52	cm²	<u>Diseño dúctil</u>

Fuente: Joselyn Chicaiza

Tabla N° 53: Separación de estribos de la viga V2 de 30x40cm

SEPRACIÓN DE ESTRIBOS DE ACUERDO A LA NEC			
Longitud en 2H			
2H	80.00	cm	NEC
Separación en 2H			
Ø menor	12.00	mm	De acuerdo a As real
d/4	9.25	cm	NEC
6Ømenor	7.20	cm	NEC
10.00		cm	NEC
Separación en el centro			
d/2	18.5	cm	NEC

Fuente: Joselyn Chicaiza

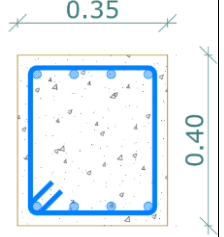
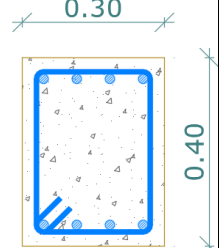
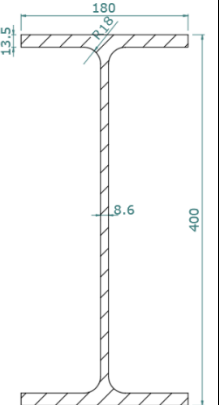
Para el caso de las vigas secundarias (VS) se utilizaron los parámetros del catálogo DIPAC de perfiles laminados IPE.

Tabla N° 54: Perfiles laminados tipo IPE del catálogo DIPAC

DENOMINACION	DIMENSIONES					SECCION cm ²	PESOS kg/mt	TIPOS			
	h	s	g	t	R			lx	ly	Wx	Wy
	mm	mm	mm	mm	mm			cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³
IPE 80	80	46	3.80	5.20	5	7.64	6.00	80	8.49	20.00	3.69
IPE 100	100	55	4.10	5.70	5	10.30	8.10	171	15.90	34.20	5.79
IPE 120	120	64	4.40	6.30	5	13.20	10.40	318	27.70	53.00	8.65
IPE 140	140	73	4.70	6.90	7	16.40	12.90	541	44.90	77.30	12.30
IPE 160	160	82	5.00	7.40	7	20.10	15.80	869	68.30	109.00	16.70
IPE 180	180	91	5.30	8.00	7	23.90	18.80	1320	101.00	140.00	22.20
IPE 200	200	100	5.60	8.50	9	28.50	22.40	1940	142.00	194.00	28.50
IPE 220	220	110	5.90	9.20	9	33.40	26.20	2770	205.00	252.00	37.30
IPE 240	240	120	6.20	9.80	12	39.10	30.70	3890	284.00	324.00	47.30
IPE 270	270	135	6.60	10.20	12	45.90	36.10	5790	420.00	429.00	62.20
IPE 300	300	150	7.10	10.70	15	53.80	42.20	8360	604.00	557.00	80.50
IPE 330	330	160	7.50	11.50	15	62.60	49.10	11770	788.00	713.00	98.50
IPE 360	360	170	8.00	12.70	118	72.70	57.10	16270	1040.00	904.00	123.00
IPE 400	400	180	8.60	13.50	118	84.50	63.30	23130	1320.00	1160.00	146.00
IPE 450	450	190	9.40	14.60	21	98.80	77.70	33740	1680.00	1500.00	176.00
IPE 500	500	200	10.20	16.00	21	116.00	90.70	48200	2140.00	1930.00	214.00
IPE 550	550	210	11.10	17.20	24	134.00	106.00	67120	2670.00	2440.00	254.00

Fuente: Catalogo DIPAC

Tabla N° 55: Armado final de vigas

VIGAS				
Ident.	Sección transversal	Área de acero	Dimensiones	Ubicación
V1		As sup: 4Ø12mm As inf: 4Ø12mm Rec.: 3cm	35x40cm	Todos los ejes restantes
V2		As sup: 4Ø12mm As inf: 4Ø12mm Rec.: 3cm	30x40xm	EJE 8 TRAMO H-K
VS		Columna Metálica Perfil Tipo IPE 400	Altura: 400mm Base: 180mm Espesor Alas: 13.5mm Alma: 8.6mm Radio: 18mm	EN TODOS LOS TABLEROS

Fuente: Joselyn Chicaiza

Nota: Para obtener un mayor margen de seguridad en el armado transversal, en todas las vigas se tomaron los mayores valores de espaciamiento de la zona de confinamiento, los mismos que fueron considerados para todo el largo de la viga con un acero mínimo Ø10mm.

2.2.6.7. Cuantificación de cargas

2.2.6.7.1. Cuantificación de carga muerta

La cuantificación de carga muerta se realiza con los planos arquitectónicos de la edificación en este caso se escoge el piso más cargado, es decir con más distribución

de paredes que los demás, para lo cual se calcula el peso de las paredes las cuales se las han determinado en 2 tipos y el peso adicional de la losa alivianada y deck, las cargas que se obtengan serán aplicables para todos los niveles de la estructura, excepto para la terraza en donde la carga muerta será menor que en los pisos inferiores, para lo cual el proceso de cálculo es el siguiente:

Como datos principales para la cuantificación de cargas se establece la siguiente tabla que contiene los pesos específicos de los materiales que intervienen en los elementos.

Tabla N° 56: Pesos específicos de los materiales

DATOS ADICIONALES	
Peso específico del hormigón (kg/m ³)	2400
Peso específico cemento (kg/m ³)	1900
Peso específico de acabados (kg/m ³)	1800
Peso específico de pared (kg/m ³)	1600
Peso específico de vidrio (kg/m ³)	2600

Fuente: NEC-SE-CG, 2015

- **Uso de la estructura: Hotel**
- **Peso adicional de losas**

Tabla N° 57: Carga muerta de losa alivianada

CARGA MUERTA DE LOSA	
Espesor de Loseta (cm)	5.00
Espesor total de la Losa (cm)	20.00
Espesor de nervio (cm)	10.00
Distancia entre nervios (cm)	50.00
Espesor Enlucido y Masillado (cm)	3.00
Espesor de acabado (cm)	1.50
W Loseta (kg/m ²)	120.00
W Nervios (kg/m ²)	129.60
W Bloque (kg/m ²)	64.00
W acabado (kg/m ²)	27.00

W Enlucido + Masillado (kg/m ²)	57.00
W TOTAL LOSA (kg/m²)	397.60

Fuente: Joselyn Chicaiza

El ETABS cuantifica el peso de la loseta y los nervios por lo que para la modelación se tomará la suma de los pesos de bloques, acabados y enlucido + masillado, dando un peso de losa para modelación de 148kg/m².

Tabla N° 58: Carga muerta de losa deck

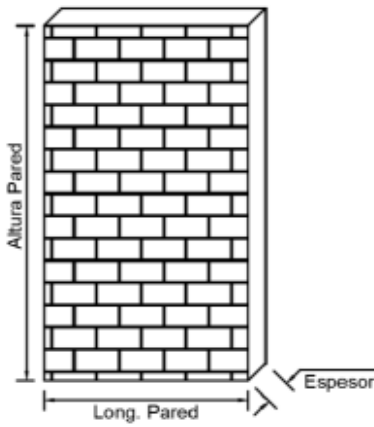
CARGA MUERTA DE LOSA DECK	
Espesor total de la Losa (cm)	10.00
Espesor Masillado (cm)	1.50
Espesor de acabado (cm)	1.50
W hormigón (kg/m ²)	180.00
W placa deck (kg/m ²)	64.00
W acabado (kg/m ²)	27.00
W Masillado (kg/m ²)	28.50
W TOTAL LOSA DECK (kg/m²)	299.50

Fuente: Joselyn Chicaiza

De la misma forma el ETABS cuantifica el peso del hormigón y la placa deck por lo que para la modelación se tomará la suma de los pesos de acabados y masillado, dando un peso de losa para modelación de 55.5kg/m².

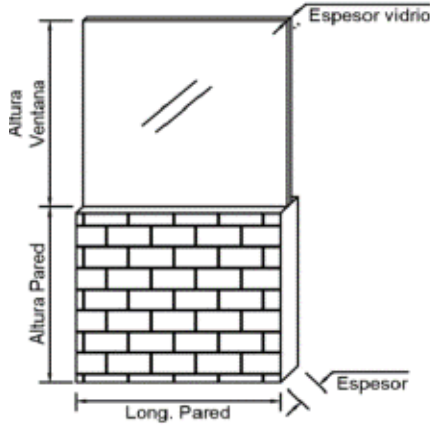
- **Peso propio de paredes**

Tabla N° 59: Carga muerta de pared tipo 1

CARGA MUERTA DE PARED TIPO 1			
			
Altura de piso (m) (sin losa)	3.50	W PARED (Kg)	840.00
Espesor de Pared (m)	0.15		
LONGITUD PARED (M)	519.87	CARGA MUERTA DE PARED TIPO 1 (KG/M2)	257.92
Área de Losa (m2)	1693.09		

Fuente: Joselyn Chicaiza

Tabla N° 60: Carga muerta de pared tipo 2

CARGA MUERTA DE PARED CON VENTANA TIPO 2			
			
Altura de ventana (m)	2.30	Espesor de vidrio (m)	0.005

Espesor de Pared (m)	0.15	Altura de piso (m) (sin losa)	1.20
W PARED + VIDRIO		317.9	
LONGITUD PARED (M)	88.42	CARGA MUERTA DE PARED TIPO 2 (KG/M2)	16.60
Área de Losa (m2)	1693.09		

Fuente: Joselyn Chicaiza

- **Adicional de carga muerta (ACM)**

- Losa deck

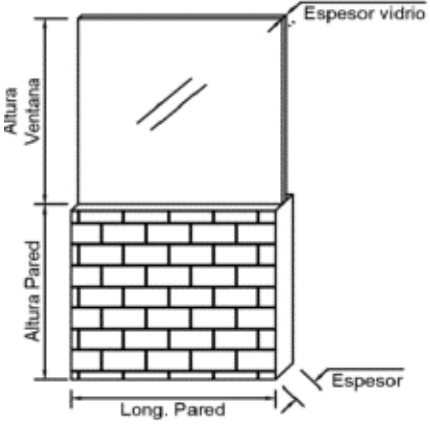
$$ACM = CM \text{ Losa} + CM \text{ Pared} \quad (Ec. 10)$$

$$ACM = 55.50 \frac{kg}{m^2} + \left(257.92 \frac{kg}{m^2} + 16.60 \frac{kg}{m^2} \right)$$

$$ACM = 330.03 \frac{kg}{m^2}$$

- Losa alivianada (volados)

Tabla N° 61: Carga muerta de pared tipo 2 (volados)

CARGA MUERTA DE PARED CON VENTANA TIPO 2			
			
Altura de ventana (m)	2.30	Espesor de vidrio (m)	0.005
Espesor de Pared (m)	0.15	Altura de piso (m) (sin losa)	1.20
W PARED + VIDRIO		317.9	

LONGITUD PARED (M)	54.87	CARGA MUERTA DE PARED TIPO 2 (KG/M2)	236.77
Área de Losa (m2)	73.67		

Fuente: Joselyn Chicaiza

$$ACM = CM \text{ Losa} + CM \text{ Pared} \quad (Ec. 10)$$

$$ACM = 148 \frac{kg}{m^2} + 236.77 \frac{kg}{m^2}$$

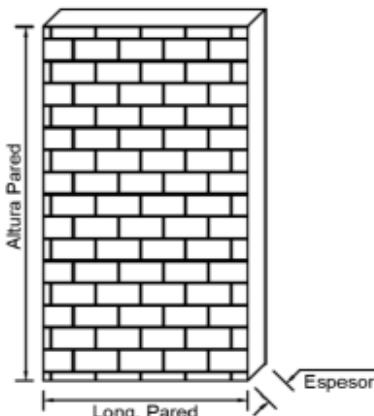
$$ACM = 384.77 \frac{kg}{m^2}$$

- **Uso de la estructura: Hospital**
- **Peso adicional de losas**

Para el peso adicional de losas se toman los datos de las tablas N°57 y 58 que corresponden a las losas tipo alivianada y deck, dando un peso de losa para modelación de 148kg/m² y 55.5 kg/m², respectivamente.

- **Peso propio de paredes**

Tabla N° 62: Carga muerta de pared tipo 1

CARGA MUERTA DE PARED TIPO 1			
			
Altura de piso (m) (sin losa)	3.50	W PARED (Kg)	840.00
Espesor de Pared (m)	0.15		

LONGITUD PARED (M)	596.01	CARGA MUERTA DE PARED TIPO 1 (KG/M2)	295.70
Área de Losa (m2)	1693.09		

Fuente: Joselyn Chicaiza

Para la carga muerta de las paredes tipo 2 se toman los datos de la tabla N° 61, ya que la distribución de este tipo de paredes es la misma en ambas edificaciones, obteniendo un valor de 236.77 kg/m².

- **Adicional de carga muerta (ACM)**

- Losa deck

$$ACM = CM \text{ Losa} + CM \text{ Pared} \quad (Ec. 10)$$

$$ACM = 55.50 \frac{kg}{m^2} + \left(295.7 \frac{kg}{m^2} + 16.60 \frac{kg}{m^2} \right)$$

$$ACM = 367.80 \frac{kg}{m^2}$$

- Losa alivianada (volados)

El adicional de carga muerta para la losa alivianada (volados) será el mismo tanto para el hotel como para el hospital ya que la distribución sobre este tipo de losa es la misma en ambas edificaciones.

$$ACM = CM \text{ Losa} + CM \text{ Pared} \quad (Ec. 10)$$

$$ACM = 148 \frac{kg}{m^2} + 236.77 \frac{kg}{m^2}$$

$$ACM = 384.77 \frac{kg}{m^2}$$

- **Peso de cubiertas metálicas**

Para el nivel de la terraza al existir cubiertas metálicas se cuantificarán las cargas vivas y muertas de la siguiente manera:

Se tomará el valor mayor de carga viva sobre las cubiertas, en este caso la carga viva de ceniza de 81 kg/m² al considerarse la más crítica para el análisis.

Tabla N° 63: Cuantificación de cargas para cubiertas metálicas

CARGAS GRAVITACIONALES			
CARGA VIVA (LL)			
Carga viva para Cubiertas Planas, Inclínadas y Curvas			
y Curvas			
Carga viva sobre cubiertas (LL-1)	70.00	kg/m ²	
Carga viva de granizo (LL-2)	30.00	Kg/m ²	
Carga viva de ceniza (LL-3)	81.00	kg/m ²	
TOTAL CARGAS VIVAS SOBRE CUBIERTA (LL)	81.00	kg/m²	
DISTRIBUCIÓN DE (LL) SOBRE CORREAS			
Parámetros	Centrales	De borde	Unidades
Longitud de la correa (Lc)=	3.00	3.00	m
Ancho Colaborante (Bc)=	0.89	0.45	m
Área Colaborante (Ac)=	2.67	1.34	m ²
Carga viva colaborante (LL)=	216.27	108.14	kg
Carga viva sobre correas (LLc)=	72.09	36.05	kg/ml
CARGA MUERTA (DL)			
Peso de la cubierta metálica (DL-1)	1.3	kg/m ²	
Peso de Instalaciones, cielo falso, etc (DL-2)	3.47	kg/m ²	
TOTAL CARGAS MUERTA SOBRE CUBIERTA (DL)	4.77	kg/m²	
DISTRIBUCIÓN DE (DL) SOBRE CORREAS			
Parámetros	Centrales	Borde	Unidades
Longitud de la correa (Lc)=	3.00	3.00	m
Ancho Colaborante (Bc)=	0.89	0.45	m
Área Colaborante (Ac)=	2.67	1.34	m ²
Carga muerta colaborante (PLc)=	12.74	6.37	kg
Carga muerta sobre correas (DLc)=	4.25	2.12	kg/ml

Fuente: Joselyn Chicaiza

2.2.6.7.2. Cuantificación de carga viva

La carga viva (CV) para estructuras tipo hotel según la NEC son las siguientes:

Tabla N° 64: Carga viva para hotel

CARGA VIVA	
Hoteles y residencias multifamiliares	
Habitaciones	200 kg/m ²
Bodegas de almacenamiento (livianas)	600 kg/m ²
Comedores y restaurantes	480 kg/m ²
Terraza accesible	100 kg/m ²
Terraza inaccesible	70 kg/m ²

Fuente: NEC-SE-CG, 2015

La carga viva (CV) para estructuras tipo hospital según la NEC son las siguientes:

Tabla N° 65: Carga viva para hospital

CARGA VIVA	
Hospitales	
Sala de quirófanos, laboratorios	290 kg/m ²
Sala de pacientes	200 kg/m ²
Corredores en pisos superiores a la planta baja	400 kg/m ²
Gimnasios	480 kg/m ²
Terraza accesible	100 kg/m ²
Terraza inaccesible	70 kg/m ²

Fuente: NEC-SE-CG, 2015

2.2.6.7.3. Cuantificación de carga sísmica

Se cuantificará la carga sísmica para los espectros de la NEC-SE-DS en base a los parámetros establecidos como la zona de emplazamiento y características del edificio, en este caso la zona sísmica V de la ciudad de Ambato donde se ubica la edificación, con un tipo de suelo D de acuerdo al estudio de suelos adjuntados (anexo D), y al tratarse de un cambio de uso de edificación, se determinarán espectros diferentes tanto para cada bloque como para cada ocupación: esencial (hospital) y otras estructuras (hotel), asimismo se evaluarán las irregularidades en planta y en elevación, teniendo así los factores necesarios para la construcción del espectro de periodo de retorno $T_r = 475$ años que se utilizará para el análisis modal espectral.

- **Coefficiente de cortante basal**

Para cada espectro inelástico de la NEC de cada bloque de la edificación es necesario obtener el coeficiente de cortante basal $C(\%g)$ para el caso de la carga sísmica que se calcula en base a la fórmula para cortante basal estático (V) que establece la NEC 2015, asimismo es necesario calcular el factor k que representa la distribución de fuerzas en la edificación. Para calcular ambos parámetros es necesario obtener el periodo por el método 1 según la norma hasta conocer el periodo real de la estructura con el análisis modal espectral.

- **Cortante basal de diseño V**

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_p * \phi_e} * W \quad (Ec. 11)$$

$$C = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_p * \phi_e} \quad (Ec. 12)$$

Dónde:

$Sa(Ta)$: Espectro de diseño en aceleración

$\phi_p * \phi_e$: Coeficientes de configuración en planta y elevación, ver tablas N° 4 y 5.

I: Coeficiente de importancia, ver tabla N° 6

R: Factor de reducción de resistencia sísmica, ver tabla N° 7

V: Cortante basal total del edificio

W: Carga sísmica reactiva

T_a : Periodo de vibración

C: coeficiente de cortante basal

- **Determinación del periodo de vibración T: Método 1**

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (Ec. 13)$$

Dónde:

C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificio

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

T: Periodo de vibración

Tabla N° 66: Coeficientes para C_t

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

- **Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales**

Determinación de k :

Tabla N° 67: Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T

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

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

- **Uso de la estructura: Hotel**

Tabla N° 68: Factores para la construcción del espectro de respuesta (hotel)

DATOS DE LA ESTRUCTURA			
PROYECTO	HOTEL DE LA FAMILIA PALLO SARABIA		
SITIO	AMBATO		
SUELO	D		
SISTEMA ESTRUCTURAL	Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.		
USO	HOTEL		
DATOS PARA EL ESPECTRO ELÁSTICO $T_R = 475$ AÑOS			
PARÁMETRO	VALOR	NEC-SE-DS	DESCRIPCIÓN

Zona Sísmica	V	3.1.1	De acuerdo a la zona del proyecto
Z(%g)	0.40	3.1.1	Factor de zona sísmica
Región para η	Sierra, Esmeraldas y Galápagos	3.1.1	
η	2.48	3.3.1	Valor ETA de ubicación
Fa	1.20	3.2.2	Amplificación de las ordenadas de aceleración
Fd	1.19	3.2.2	Amplificación de las ordenadas de desplazamientos
Fs	1.28	3.2.2	Comportamiento no lineal de los suelos
r	1.00	3.3.1	Factor que depende del tipo de suelo
DATOS PARA EL ESPECTRO REDUCIDO TR = 475 AÑOS BLOQUE 1A-1B			
R	6.00	6.3.4	Factor de reducción de resistencia sísmica, depende del sistema estructural
I	1.00	4.1	Factor de importancia de la estructura
\emptyset_p	0.81	5.2.3	Irregularidades en planta
\emptyset_e	0.90	5.2.3	Irregularidades en elevación
hn (m)	21.6	6.3.3	ALTURA TOTAL DEL EDIFICIO EN (M)
Tipo de estructura	H.A Sin muros E. ni diagonales rigidizadoras	6.3.3	Tipo de estructura para cálculo del periodo Ta
Ct	0.055	6.3.3	Factor de dependencia del tipo de estructura
α	0.90	6.3.3	Factor de dependencia del tipo de estructura
CÁLCULOS			
Ta (s)	0.874		
To (s)	0.127		
Tc (s)	0.698		
Sa(%g)	0.951		ACELERACIÓN ELÁSTICA (SIN REDUCIR)
C(%g)	0.2175		ACELERACIÓN INELÁSTICA (REDUCIDO)
k	1.187		FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS
DATOS PARA EL ESPECTRO REDUCIDO TR = 475 AÑOS BLOQUE 1C			
R	8.00	6.3.4	Factor de reducción de resistencia sísmica, depende del sistema estructural
I	1.00	4.1	Factor de importancia de la estructura
\emptyset_p	0.81	5.2.3	Irregularidades en planta
\emptyset_e	1.00	5.2.3	Irregularidades en elevación
hn (m)	18.00	6.3.3	ALTURA TOTAL DEL EDIFICIO EN (M)

Tipo de estructura	H.A Sin muros E. ni diagonales rigidizadoras	6.3.3	Tipo de estructura para cálculo del periodo T_a
C_t	0.055	6.3.3	Factor de dependencia del tipo de estructura
α	0.90	6.3.3	Factor de dependencia del tipo de estructura
CÁLCULOS			
T_a (s)	0.741		
T_o (s)	0.127		
T_c (s)	0.698		
S_a (%g)	1.121		ACELERACIÓN ELÁSTICA (SIN REDUCIR)
C (%g)	0.1730		ACELERACIÓN ELÁSTICA (REDUCIDO)
k	1.121		FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS

Fuente: Joselyn Chicaiza

Nota: El factor de reducción de resistencia sísmica R para este tipo de estructuras es igual a 8, pero debido a las irregularidades que esta presenta, y debido a que se desconoce el verdadero armado de los elementos estructurales se considera un valor de R igual a 6 para considerar un valor de cortante mayor y por ende tener un mayor factor de seguridad.

Tabla N° 69: Valores de espectro para análisis sísmico dinámico (hotel)

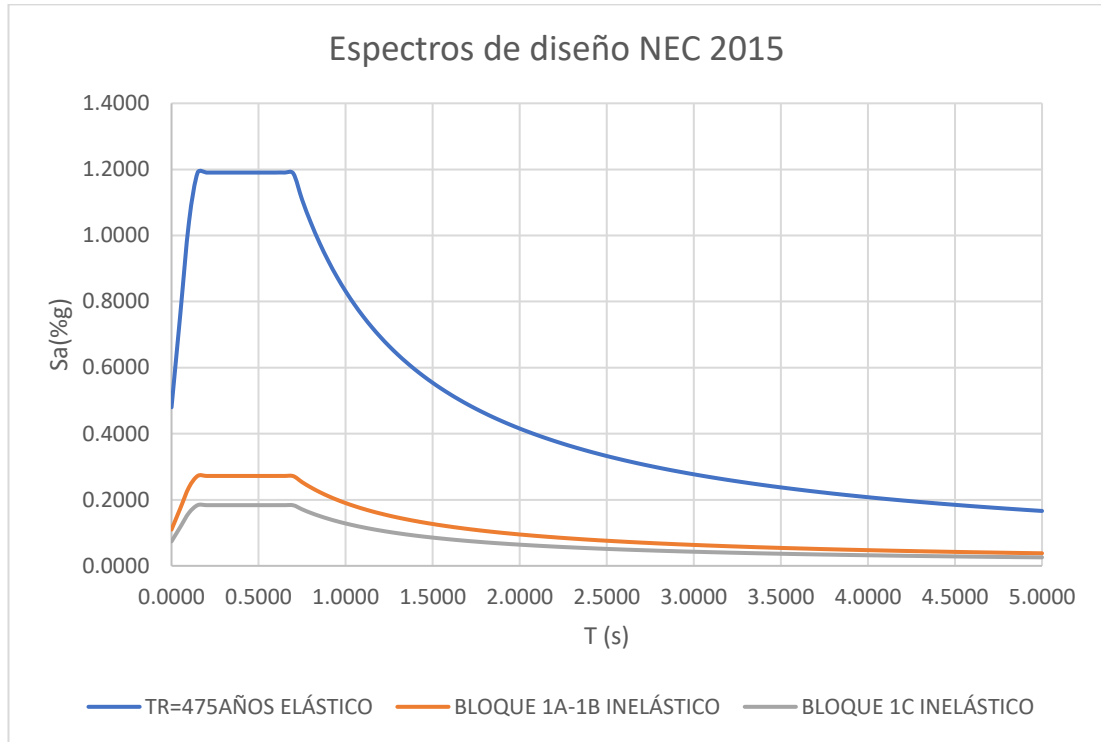
ESPECTRO PARA ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO					
BLOQUE 1A-1B			BLOQUE 1C		
T (s)	S_a (%g)	C (%g)	T (s)	S_a (%g)	C (%g)
0.0000	0.4800	0.1097	0.0000	0.4800	0.0741
0.0500	0.7598	0.1737	0.0500	0.7598	0.1173
0.1000	1.0397	0.2377	0.1000	1.0397	0.1604
0.1500	1.1904	0.2722	0.1500	1.1904	0.1837
0.2000	1.1904	0.2722	0.2000	1.1904	0.1837
0.2500	1.1904	0.2722	0.2500	1.1904	0.1837
0.3000	1.1904	0.2722	0.3000	1.1904	0.1837
0.3500	1.1904	0.2722	0.3500	1.1904	0.1837
0.4000	1.1904	0.2722	0.4000	1.1904	0.1837
0.4500	1.1904	0.2722	0.4500	1.1904	0.1837
0.5000	1.1904	0.2722	0.5000	1.1904	0.1837
0.5500	1.1904	0.2722	0.5500	1.1904	0.1837
0.6000	1.1904	0.2722	0.6000	1.1904	0.1837
0.6500	1.1904	0.2722	0.6500	1.1904	0.1837
0.7000	1.1872	0.2714	0.7000	1.1872	0.1832
0.7500	1.1081	0.2533	0.7500	1.1081	0.1710

0.8000	1.0388	0.2375	0.8000	1.0388	0.1603
0.8500	0.9777	0.2235	0.8500	0.9777	0.1509
0.9000	0.9234	0.2111	0.9000	0.9234	0.1425
0.9500	0.8748	0.2000	0.9500	0.8748	0.1350
1.0000	0.8311	0.1900	1.0000	0.8311	0.1282
1.0500	0.7915	0.1810	1.0500	0.7915	0.1221
1.1000	0.7555	0.1727	1.1000	0.7555	0.1166
1.1500	0.7227	0.1652	1.1500	0.7227	0.1115
1.2000	0.6925	0.1583	1.2000	0.6925	0.1069
1.2500	0.6648	0.1520	1.2500	0.6648	0.1026
1.3000	0.6393	0.1462	1.3000	0.6393	0.0987
1.3500	0.6156	0.1407	1.3500	0.6156	0.0950
1.4000	0.5936	0.1357	1.4000	0.5936	0.0916
1.4500	0.5731	0.1310	1.4500	0.5731	0.0884
1.5000	0.5540	0.1267	1.5000	0.5540	0.0855
1.5500	0.5362	0.1226	1.5500	0.5362	0.0827
1.6000	0.5194	0.1187	1.6000	0.5194	0.0802
1.6500	0.5037	0.1152	1.6500	0.5037	0.0777
1.7000	0.4889	0.1118	1.7000	0.4889	0.0754
1.7500	0.4749	0.1086	1.7500	0.4749	0.0733
1.8000	0.4617	0.1056	1.8000	0.4617	0.0712
1.8500	0.4492	0.1027	1.8500	0.4492	0.0693
1.9000	0.4374	0.1000	1.9000	0.4374	0.0675
1.9500	0.4262	0.0974	1.9500	0.4262	0.0658
2.0000	0.4155	0.0950	2.0000	0.4155	0.0641
2.0500	0.4054	0.0927	2.0500	0.4054	0.0626
2.1000	0.3957	0.0905	2.1000	0.3957	0.0611
2.1500	0.3865	0.0884	2.1500	0.3865	0.0597
2.2000	0.3778	0.0864	2.2000	0.3778	0.0583
2.2500	0.3694	0.0844	2.2500	0.3694	0.0570
2.3000	0.3613	0.0826	2.3000	0.3613	0.0558
2.3500	0.3536	0.0809	2.3500	0.3536	0.0546
2.4000	0.3463	0.0792	2.4000	0.3463	0.0534
2.4500	0.3392	0.0776	2.4500	0.3392	0.0523
2.5000	0.3324	0.0760	2.5000	0.3324	0.0513
2.5500	0.3259	0.0745	2.5500	0.3259	0.0503
2.6000	0.3196	0.0731	2.6000	0.3196	0.0493
2.6500	0.3136	0.0717	2.6500	0.3136	0.0484
2.7000	0.3078	0.0704	2.7000	0.3078	0.0475
2.7500	0.3022	0.0691	2.7500	0.3022	0.0466
2.8000	0.2968	0.0679	2.8000	0.2968	0.0458
2.8500	0.2916	0.0667	2.8500	0.2916	0.0450
2.9000	0.2866	0.0655	2.9000	0.2866	0.0442
2.9500	0.2817	0.0644	2.9500	0.2817	0.0435
3.0000	0.2770	0.0633	3.0000	0.2770	0.0427
3.0500	0.2725	0.0623	3.0500	0.2725	0.0420

3.1000	0.2681	0.0613	3.1000	0.2681	0.0414
3.1500	0.2638	0.0603	3.1500	0.2638	0.0407
3.2000	0.2597	0.0594	3.2000	0.2597	0.0401
3.2500	0.2557	0.0585	3.2500	0.2557	0.0395
3.3000	0.2518	0.0576	3.3000	0.2518	0.0389
3.3500	0.2481	0.0567	3.3500	0.2481	0.0383
3.4000	0.2444	0.0559	3.4000	0.2444	0.0377
3.4500	0.2409	0.0551	3.4500	0.2409	0.0372
3.5000	0.2374	0.0543	3.5000	0.2374	0.0366
3.5500	0.2341	0.0535	3.5500	0.2341	0.0361
3.6000	0.2308	0.0528	3.6000	0.2308	0.0356
3.6500	0.2277	0.0521	3.6500	0.2277	0.0351
3.7000	0.2246	0.0514	3.7000	0.2246	0.0347
3.7500	0.2216	0.0507	3.7500	0.2216	0.0342
3.8000	0.2187	0.0500	3.8000	0.2187	0.0337
3.8500	0.2159	0.0494	3.8500	0.2159	0.0333
3.9000	0.2131	0.0487	3.9000	0.2131	0.0329
3.9500	0.2104	0.0481	3.9500	0.2104	0.0325
4.0000	0.2078	0.0475	4.0000	0.2078	0.0321
4.0500	0.2052	0.0469	4.0500	0.2052	0.0317
4.1000	0.2027	0.0463	4.1000	0.2027	0.0313
4.1500	0.2003	0.0458	4.1500	0.2003	0.0309
4.2000	0.1979	0.0452	4.2000	0.1979	0.0305
4.2500	0.1955	0.0447	4.2500	0.1955	0.0302
4.3000	0.1933	0.0442	4.3000	0.1933	0.0298
4.3500	0.1910	0.0437	4.3500	0.1910	0.0295
4.4000	0.1889	0.0432	4.4000	0.1889	0.0291
4.4500	0.1868	0.0427	4.4500	0.1868	0.0288
4.5000	0.1847	0.0422	4.5000	0.1847	0.0285
4.5500	0.1827	0.0418	4.5500	0.1827	0.0282
4.6000	0.1807	0.0413	4.6000	0.1807	0.0279
4.6500	0.1787	0.0409	4.6500	0.1787	0.0276
4.7000	0.1768	0.0404	4.7000	0.1768	0.0273
4.7500	0.1750	0.0400	4.7500	0.1750	0.0270
4.8000	0.1731	0.0396	4.8000	0.1731	0.0267
4.8500	0.1714	0.0392	4.8500	0.1714	0.0264
4.9000	0.1696	0.0388	4.9000	0.1696	0.0262
4.9500	0.1679	0.0384	4.9500	0.1679	0.0259
5.0000	0.1662	0.0380	5.0000	0.1662	0.0256

Fuente: Joselyn Chicaiza

Fig. N° 42: Espectro de respuesta $T_r = 475$ años (hotel)



Fuente: Joselyn Chicaiza

- **Uso de la estructura: Hospital**

Tabla N° 70: Factores para la construcción del espectro de respuesta (hospital)

DATOS DE LA ESTRUCTURA			
PROYECTO	HOSPITAL DE ESPECIALIDADES DR. JAIME PALLO		
SITIO	AMBATO		
SUELO	D		
SISTEMA ESTRUCTURAL	Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.		
USO	HOSPITAL		
DATOS PARA EL ESPECTRO ELÁSTICO $T_r = 475$ AÑOS			
PARÁMETRO	VALOR	NEC-SE-DS	DESCRIPCIÓN
Zona Sísmica	V	3.1.1	De acuerdo a la zona del proyecto
Z(%g)	0.40	3.1.1	Factor de zona sísmica
Región para η	Sierra, Esmeraldas y Galápagos	3.1.1	
η	2.48	3.3.1	Valor ETA de ubicación
Fa	1.20	3.2.2	Amplificación de las ordenadas de aceleración

Fd	1.19	3.2.2	Amplificación de las ordenadas de desplazamientos
Fs	1.28	3.2.2	Comportamiento no lineal de los suelos
r	1.00	3.3.1	Factor que depende del tipo de suelo
DATOS PARA EL ESPECTRO REDUCIDO TR = 475 AÑOS BLOQUE 1A-1B			
R	6.00	6.3.4	Factor de reducción de resistencia sísmica, depende del sistema estructural
I	1.50	4.1	Factor de importancia de la estructura
Øp	0.81	5.2.3	Irregularidades en planta
Øe	0.90	5.2.3	Irregularidades en elevación
hn (m)	21.60	6.3.3	ALTURA TOTAL DEL EDIFICIO EN (M)
Tipo de estructura	H.A Sin muros E. ni diagonales rigidizadoras	6.3.3	Tipo de estructura para cálculo del periodo Ta
Ct	0.055	6.3.3	Factor de dependencia del tipo de estructura
α	0.90	6.3.3	Factor de dependencia del tipo de estructura
CÁLCULOS			
Ta (s)	0.874		
To (s)	0.127		
Tc (s)	0.698		
Sa(%g)	0.951		ACELERACIÓN ELÁSTICA (SIN REDUCIR)
C(%g)	0.3262		ACELERACIÓN ELÁSTICA (REDUCIDO)
k	1.187		FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS
DATOS PARA EL ESPECTRO REDUCIDO TR = 475 AÑOS BLOQUE 1C			
R	8.00	6.3.4	Factor de reducción de resistencia sísmica, depende del sistema estructural
I	1.50	4.1	Factor de importancia de la estructura
Øp	0.81	5.2.3	Irregularidades en planta
Øe	1.00	5.2.3	Irregularidades en elevación
hn (m)	18.00	6.3.3	ALTURA TOTAL DEL EDIFICIO EN (M)
Tipo de estructura	H.A Sin muros E. ni diagonales rigidizadoras	6.3.3	Tipo de estructura para cálculo del periodo Ta
Ct	0.055	6.3.3	Factor de dependencia del tipo de estructura
α	0.90	6.3.3	Factor de dependencia del tipo de estructura
CÁLCULOS			
Ta (s)	0.741		

To (s)	0.127		
Tc (s)	0.698		
Sa(%g)	1.121		ACELERACIÓN ELÁSTICA (SIN REDUCIR)
C(%g)	0.2594		ACELERACIÓN ELÁSTICA (REDUCIDO)
k	1.121		FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS

Fuente: Joselyn Chicaiza

Nota: El factor de reducción de resistencia sísmica R para este tipo de estructuras es igual a 8, pero debido a las irregularidades que esta presenta, y debido a que se desconoce el verdadero armado de los elementos estructurales se considera un valor de R igual a 6 para considerar un valor de cortante mayor y por ende tener un mayor factor de seguridad.

Tabla N° 71: Valores de espectro para análisis sísmico dinámico (hospital)

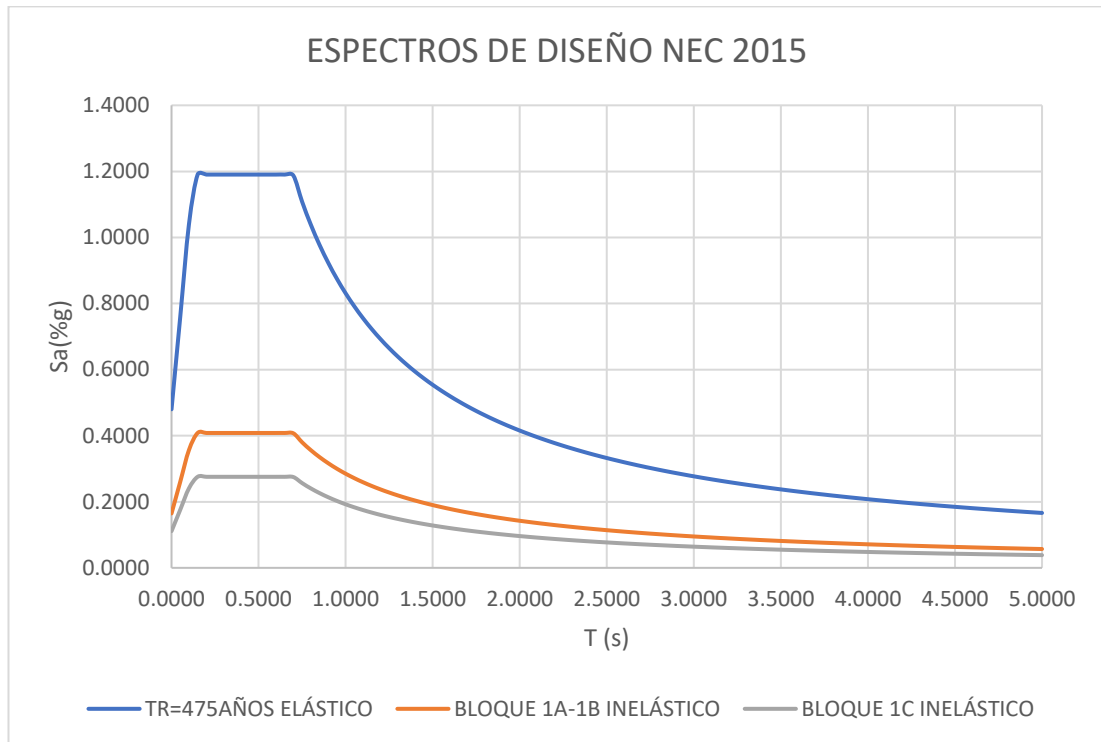
ESPECTRO PARA ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO					
BLOQUE 1A-1B			BLOQUE 1C		
T (s)	Sa(%g)	C(%g)	T (s)	Sa(%g)	C(%g)
0.0000	0.4800	0.1646	0.0000	0.4800	0.1111
0.0500	0.7598	0.2606	0.0500	0.7598	0.1759
0.1000	1.0397	0.3565	0.1000	1.0397	0.2407
0.1500	1.1904	0.4082	0.1500	1.1904	0.2756
0.2000	1.1904	0.4082	0.2000	1.1904	0.2756
0.2500	1.1904	0.4082	0.2500	1.1904	0.2756
0.3000	1.1904	0.4082	0.3000	1.1904	0.2756
0.3500	1.1904	0.4082	0.3500	1.1904	0.2756
0.4000	1.1904	0.4082	0.4000	1.1904	0.2756
0.4500	1.1904	0.4082	0.4500	1.1904	0.2756
0.5000	1.1904	0.4082	0.5000	1.1904	0.2756
0.5500	1.1904	0.4082	0.5500	1.1904	0.2756
0.6000	1.1904	0.4082	0.6000	1.1904	0.2756
0.6500	1.1904	0.4082	0.6500	1.1904	0.2756
0.7000	1.1872	0.4071	0.7000	1.1872	0.2748
0.7500	1.1081	0.3800	0.7500	1.1081	0.2565
0.8000	1.0388	0.3562	0.8000	1.0388	0.2405
0.8500	0.9777	0.3353	0.8500	0.9777	0.2263
0.9000	0.9234	0.3167	0.9000	0.9234	0.2137
0.9500	0.8748	0.3000	0.9500	0.8748	0.2025
1.0000	0.8311	0.2850	1.0000	0.8311	0.1924
1.0500	0.7915	0.2714	1.0500	0.7915	0.1832
1.1000	0.7555	0.2591	1.1000	0.7555	0.1749
1.1500	0.7227	0.2478	1.1500	0.7227	0.1673

1.2000	0.6925	0.2375	1.2000	0.6925	0.1603
1.2500	0.6648	0.2280	1.2500	0.6648	0.1539
1.3000	0.6393	0.2192	1.3000	0.6393	0.1480
1.3500	0.6156	0.2111	1.3500	0.6156	0.1425
1.4000	0.5936	0.2036	1.4000	0.5936	0.1374
1.4500	0.5731	0.1966	1.4500	0.5731	0.1327
1.5000	0.5540	0.1900	1.5000	0.5540	0.1282
1.5500	0.5362	0.1839	1.5500	0.5362	0.1241
1.6000	0.5194	0.1781	1.6000	0.5194	0.1202
1.6500	0.5037	0.1727	1.6500	0.5037	0.1166
1.7000	0.4889	0.1676	1.7000	0.4889	0.1132
1.7500	0.4749	0.1629	1.7500	0.4749	0.1099
1.8000	0.4617	0.1583	1.8000	0.4617	0.1069
1.8500	0.4492	0.1541	1.8500	0.4492	0.1040
1.9000	0.4374	0.1500	1.9000	0.4374	0.1012
1.9500	0.4262	0.1462	1.9500	0.4262	0.0987
2.0000	0.4155	0.1425	2.0000	0.4155	0.0962
2.0500	0.4054	0.1390	2.0500	0.4054	0.0938
2.1000	0.3957	0.1357	2.1000	0.3957	0.0916
2.1500	0.3865	0.1326	2.1500	0.3865	0.0895
2.2000	0.3778	0.1295	2.2000	0.3778	0.0874
2.2500	0.3694	0.1267	2.2500	0.3694	0.0855
2.3000	0.3613	0.1239	2.3000	0.3613	0.0836
2.3500	0.3536	0.1213	2.3500	0.3536	0.0819
2.4000	0.3463	0.1187	2.4000	0.3463	0.0802
2.4500	0.3392	0.1163	2.4500	0.3392	0.0785
2.5000	0.3324	0.1140	2.5000	0.3324	0.0769
2.5500	0.3259	0.1118	2.5500	0.3259	0.0754
2.6000	0.3196	0.1096	2.6000	0.3196	0.0740
2.6500	0.3136	0.1075	2.6500	0.3136	0.0726
2.7000	0.3078	0.1056	2.7000	0.3078	0.0712
2.7500	0.3022	0.1036	2.7500	0.3022	0.0700
2.8000	0.2968	0.1018	2.8000	0.2968	0.0687
2.8500	0.2916	0.1000	2.8500	0.2916	0.0675
2.9000	0.2866	0.0983	2.9000	0.2866	0.0663
2.9500	0.2817	0.0966	2.9500	0.2817	0.0652
3.0000	0.2770	0.0950	3.0000	0.2770	0.0641
3.0500	0.2725	0.0934	3.0500	0.2725	0.0631
3.1000	0.2681	0.0919	3.1000	0.2681	0.0621
3.1500	0.2638	0.0905	3.1500	0.2638	0.0611
3.2000	0.2597	0.0891	3.2000	0.2597	0.0601
3.2500	0.2557	0.0877	3.2500	0.2557	0.0592
3.3000	0.2518	0.0864	3.3000	0.2518	0.0583
3.3500	0.2481	0.0851	3.3500	0.2481	0.0574
3.4000	0.2444	0.0838	3.4000	0.2444	0.0566
3.4500	0.2409	0.0826	3.4500	0.2409	0.0558

3.5000	0.2374	0.0814	3.5000	0.2374	0.0550
3.5500	0.2341	0.0803	3.5500	0.2341	0.0542
3.6000	0.2308	0.0792	3.6000	0.2308	0.0534
3.6500	0.2277	0.0781	3.6500	0.2277	0.0527
3.7000	0.2246	0.0770	3.7000	0.2246	0.0520
3.7500	0.2216	0.0760	3.7500	0.2216	0.0513
3.8000	0.2187	0.0750	3.8000	0.2187	0.0506
3.8500	0.2159	0.0740	3.8500	0.2159	0.0500
3.9000	0.2131	0.0731	3.9000	0.2131	0.0493
3.9500	0.2104	0.0722	3.9500	0.2104	0.0487
4.0000	0.2078	0.0712	4.0000	0.2078	0.0481
4.0500	0.2052	0.0704	4.0500	0.2052	0.0475
4.1000	0.2027	0.0695	4.1000	0.2027	0.0469
4.1500	0.2003	0.0687	4.1500	0.2003	0.0464
4.2000	0.1979	0.0679	4.2000	0.1979	0.0458
4.2500	0.1955	0.0671	4.2500	0.1955	0.0453
4.3000	0.1933	0.0663	4.3000	0.1933	0.0447
4.3500	0.1910	0.0655	4.3500	0.1910	0.0442
4.4000	0.1889	0.0648	4.4000	0.1889	0.0437
4.4500	0.1868	0.0640	4.4500	0.1868	0.0432
4.5000	0.1847	0.0633	4.5000	0.1847	0.0427
4.5500	0.1827	0.0626	4.5500	0.1827	0.0423
4.6000	0.1807	0.0620	4.6000	0.1807	0.0418
4.6500	0.1787	0.0613	4.6500	0.1787	0.0414
4.7000	0.1768	0.0606	4.7000	0.1768	0.0409
4.7500	0.1750	0.0600	4.7500	0.1750	0.0405
4.8000	0.1731	0.0594	4.8000	0.1731	0.0401
4.8500	0.1714	0.0588	4.8500	0.1714	0.0397
4.9000	0.1696	0.0582	4.9000	0.1696	0.0393
4.9500	0.1679	0.0576	4.9500	0.1679	0.0389
5.0000	0.1662	0.0570	5.0000	0.1662	0.0385

Fuente: Joselyn Chicaiza

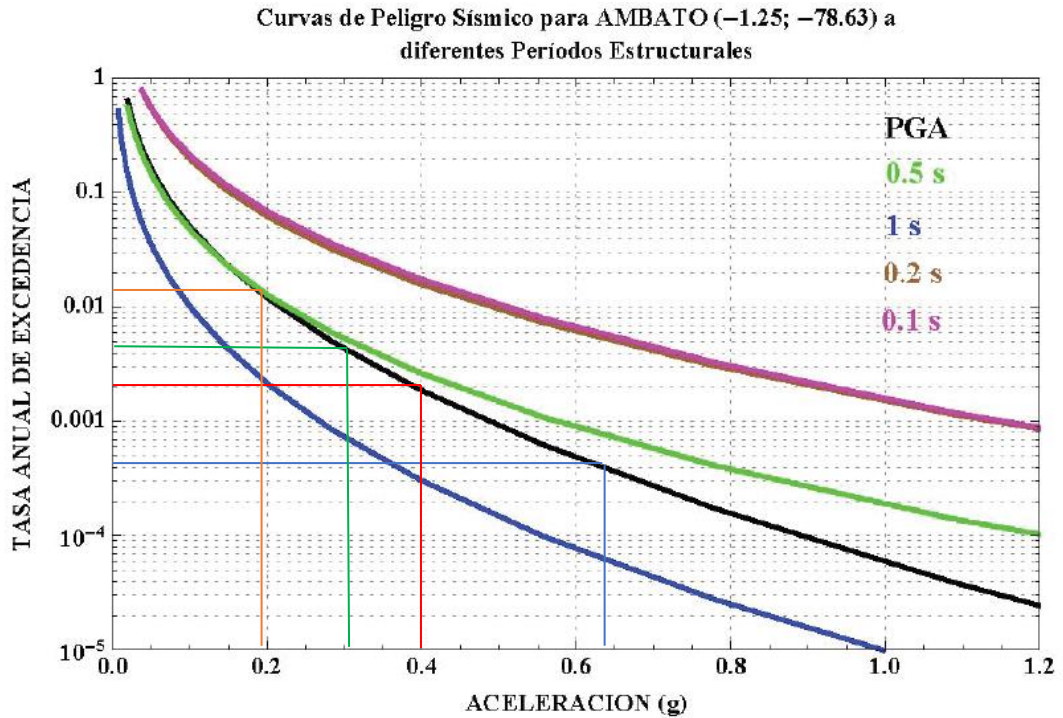
Fig. N° 43: Espectro de respuesta $T_r = 475$ años (hospital)



Fuente: Joselyn Chicaiza

Para el análisis por desempeño se construyen cuatro espectros de respuesta para un periodo de retorno $T_r = 2500, 475, 225$ y 72 años, con tasas de excedencia como se muestran en la tabla N° 17, que permitirán conocer las aceleraciones para cada nivel de amenaza sísmica, tanto para hotel como para hospital con ayuda de las curvas de peligro sísmico de la ciudad de Ambato.

Fig. N° 44: Curvas de peligro sísmico, Ambato



Fuente: NEC-SE-DS, 2015

- **Azul:** Tr = 2500 años (Muy raro)
- **Rojo:** Tr = 475 años (Raro)
- **Verde:** Tr = 225 años (Ocasional)
- **Anaranjado:** Tr = 72 años (Frecuente)

La construcción de los distintos espectros de respuesta se realiza en base a los coeficientes de perfil del suelo con los valores de las tablas N° 10, 11 y 12, de la NEC-SE-DS y con los valores de aceleración obtenidos para cada nivel de amenaza sísmica.

Tabla N° 72: Coeficientes de perfil del suelo para niveles de amenaza sísmica

Nivel de sismo	Tipo de suelo	η	Z	Coeficientes de perfil del suelo		
				Fa	Fd	Fs
Frecuente	D	2.48	0.20	1.500	1.535	1.040
Ocasional		2.48	0.30	1.300	1.360	1.110
Raro		2.48	0.40	1.200	1.190	1.280
Muy raro		2.48	0.65	1.120	1.110	1.400

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

Tabla N° 73: Factores para la construcción de niveles de amenaza sísmica

DATOS PARA EL ESPECTRO ELÁSTICO TR = 72 AÑOS			
PARÁMETRO	VALOR	NEC-SE-DS	DESCRIPCIÓN
Zona Sísmica	V	3.1.1	De acuerdo a la zona del proyecto
Z(%g)	0.20	3.1.1	Factor de zona sísmica
Región para η	Sierra, Esmeraldas y Galápagos	3.1.1	
η	2.48	3.3.1	Valor ETA de ubicación
Fa	1.50	3.2.2	Amplificación de las ordenadas de aceleración
Fd	1.54	3.2.2	Amplificación de las ordenadas de desplazamientos
Fs	1.04	3.2.2	Comportamiento no lineal de los suelos
r	1.00	3.3.1	Factor que depende del tipo de suelo
DATOS PARA EL ESPECTRO ELÁSTICO TR = 225 AÑOS			
PARÁMETRO	VALOR	NEC-SE-DS	DESCRIPCIÓN
Zona Sísmica	V	3.1.1	De acuerdo a la zona del proyecto
Z(%g)	0.30	3.1.1	Factor de zona sísmica
Región para η	Sierra, Esmeraldas y Galápagos	3.1.1	
η	2.48	3.3.1	Valor ETA de ubicación
Fa	1.30	3.2.2	Amplificación de las ordenadas de aceleración
Fd	1.36	3.2.2	Amplificación de las ordenadas de desplazamientos
Fs	1.11	3.2.2	Comportamiento no lineal de los suelos
r	1.00	3.3.1	Factor que depende del tipo de suelo
DATOS PARA EL ESPECTRO ELÁSTICO TR = 475 AÑOS			
PARÁMETRO	VALOR	NEC-SE-DS	DESCRIPCIÓN
Zona Sísmica	V	3.1.1	De acuerdo a la zona del proyecto
Z(%g)	0.40	3.1.1	Factor de zona sísmica
Región para η	Sierra, Esmeraldas y Galápagos	3.1.1	
η	2.48	3.3.1	Valor ETA de ubicación
Fa	1.20	3.2.2	Amplificación de las ordenadas de aceleración
Fd	1.19	3.2.2	Amplificación de las ordenadas de desplazamientos
Fs	1.28	3.2.2	Comportamiento no lineal de los suelos
r	1.00	3.3.1	Factor que depende del tipo de suelo
DATOS PARA EL ESPECTRO ELÁSTICO TR = 2500 AÑOS			
PARÁMETRO	VALOR	NEC-SE-DS	DESCRIPCIÓN
Zona Sísmica	V	3.1.1	De acuerdo a la zona del proyecto
Z(%g)	0.65	3.1.1	Factor de zona sísmica

Región para η	Sierra, Esmeraldas y Galápagos	3.1.1	
η	2.48	3.3.1	Valor ETA de ubicación
Fa	1.12	3.2.2	Amplificación de las ordenadas de aceleración
Fd	1.11	3.2.2	Amplificación de las ordenadas de desplazamientos
Fs	1.40	3.2.2	Comportamiento no lineal de los suelos
r	1.00	3.3.1	Factor que depende del tipo de suelo

Fuente: Joselyn Chicaiza

Tabla N° 74: Valores de niveles de amenaza sísmica para análisis por desempeño

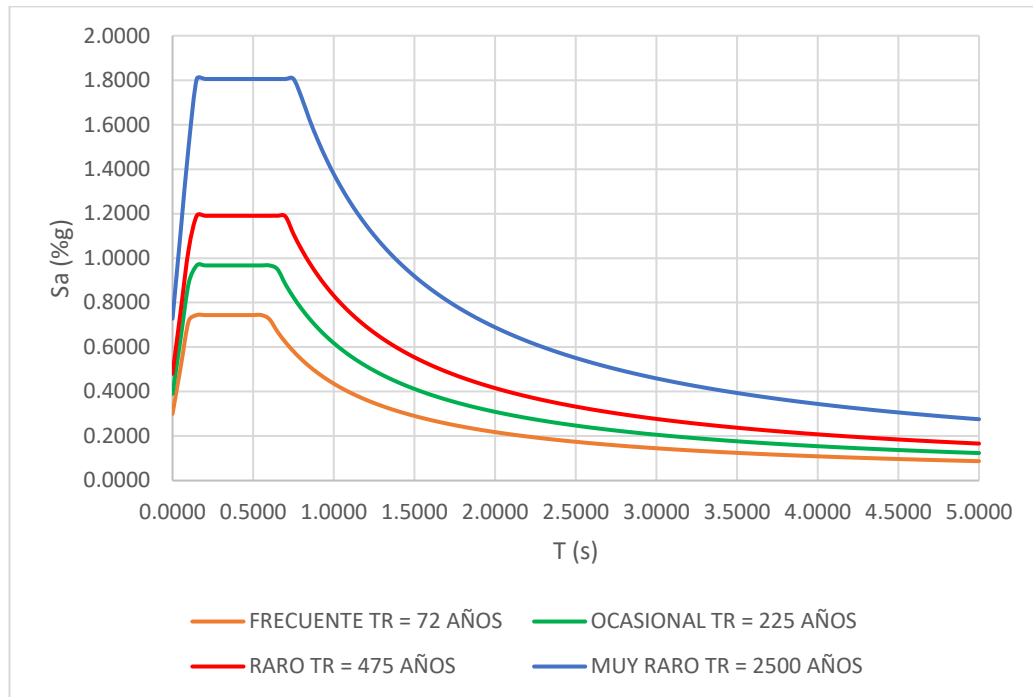
NIVELES DE AMENAZA SÍSMICA							
TR = 72 AÑOS		TR = 225 AÑOS		TR = 475 AÑOS		TR = 2500 AÑOS	
T (s)	Sa(%g)	T (s)	Sa(%g)	T (s)	Sa(%g)	T (s)	Sa(%g)
0.0000	0.3000	0.0000	0.3900	0.0000	0.4800	0.0000	0.7280
0.0500	0.5086	0.0500	0.6385	0.0500	0.7598	0.0500	1.1163
0.1000	0.7172	0.1000	0.8871	0.1000	1.0397	0.1000	1.5045
0.1500	0.7440	0.1500	0.9672	0.1500	1.1904	0.1500	1.8054
0.2000	0.7440	0.2000	0.9672	0.2000	1.1904	0.2000	1.8054
0.2500	0.7440	0.2500	0.9672	0.2500	1.1904	0.2500	1.8054
0.3000	0.7440	0.3000	0.9672	0.3000	1.1904	0.3000	1.8054
0.3500	0.7440	0.3500	0.9672	0.3500	1.1904	0.3500	1.8054
0.4000	0.7440	0.4000	0.9672	0.4000	1.1904	0.4000	1.8054
0.4500	0.7440	0.4500	0.9672	0.4500	1.1904	0.4500	1.8054
0.5000	0.7440	0.5000	0.9672	0.5000	1.1904	0.5000	1.8054
0.5500	0.7440	0.5500	0.9672	0.5500	1.1904	0.5500	1.8054
0.6000	0.7258	0.6000	0.9672	0.6000	1.1904	0.6000	1.8054
0.6500	0.6700	0.6500	0.9504	0.6500	1.1904	0.6500	1.8054
0.7000	0.6221	0.7000	0.8825	0.7000	1.1872	0.7000	1.8054
0.7500	0.5807	0.7500	0.8236	0.7500	1.1081	0.7500	1.8054
0.8000	0.5444	0.8000	0.7722	0.8000	1.0388	0.8000	1.7222
0.8500	0.5124	0.8500	0.7267	0.8500	0.9777	0.8500	1.6209
0.9000	0.4839	0.9000	0.6864	0.9000	0.9234	0.9000	1.5309
0.9500	0.4584	0.9500	0.6502	0.9500	0.8748	0.9500	1.4503
1.0000	0.4355	1.0000	0.6177	1.0000	0.8311	1.0000	1.3778
1.0500	0.4148	1.0500	0.5883	1.0500	0.7915	1.0500	1.3122
1.1000	0.3959	1.1000	0.5616	1.1000	0.7555	1.1000	1.2525
1.1500	0.3787	1.1500	0.5372	1.1500	0.7227	1.1500	1.1981
1.2000	0.3629	1.2000	0.5148	1.2000	0.6925	1.2000	1.1481
1.2500	0.3484	1.2500	0.4942	1.2500	0.6648	1.2500	1.1022
1.3000	0.3350	1.3000	0.4752	1.3000	0.6393	1.3000	1.0598
1.3500	0.3226	1.3500	0.4576	1.3500	0.6156	1.3500	1.0206
1.4000	0.3111	1.4000	0.4412	1.4000	0.5936	1.4000	0.9841
1.4500	0.3003	1.4500	0.4260	1.4500	0.5731	1.4500	0.9502
1.5000	0.2903	1.5000	0.4118	1.5000	0.5540	1.5000	0.9185

1.5500	0.2810	1.5500	0.3985	1.5500	0.5362	1.5500	0.8889
1.6000	0.2722	1.6000	0.3861	1.6000	0.5194	1.6000	0.8611
1.6500	0.2639	1.6500	0.3744	1.6500	0.5037	1.6500	0.8350
1.7000	0.2562	1.7000	0.3634	1.7000	0.4889	1.7000	0.8105
1.7500	0.2489	1.7500	0.3530	1.7500	0.4749	1.7500	0.7873
1.8000	0.2419	1.8000	0.3432	1.8000	0.4617	1.8000	0.7654
1.8500	0.2354	1.8500	0.3339	1.8500	0.4492	1.8500	0.7447
1.9000	0.2292	1.9000	0.3251	1.9000	0.4374	1.9000	0.7251
1.9500	0.2233	1.9500	0.3168	1.9500	0.4262	1.9500	0.7066
2.0000	0.2177	2.0000	0.3089	2.0000	0.4155	2.0000	0.6889
2.0500	0.2124	2.0500	0.3013	2.0500	0.4054	2.0500	0.6721
2.1000	0.2074	2.1000	0.2942	2.1000	0.3957	2.1000	0.6561
2.1500	0.2026	2.1500	0.2873	2.1500	0.3865	2.1500	0.6408
2.2000	0.1980	2.2000	0.2808	2.2000	0.3778	2.2000	0.6263
2.2500	0.1936	2.2500	0.2745	2.2500	0.3694	2.2500	0.6123
2.3000	0.1893	2.3000	0.2686	2.3000	0.3613	2.3000	0.5990
2.3500	0.1853	2.3500	0.2629	2.3500	0.3536	2.3500	0.5863
2.4000	0.1815	2.4000	0.2574	2.4000	0.3463	2.4000	0.5741
2.4500	0.1778	2.4500	0.2521	2.4500	0.3392	2.4500	0.5624
2.5000	0.1742	2.5000	0.2471	2.5000	0.3324	2.5000	0.5511
2.5500	0.1708	2.5500	0.2422	2.5500	0.3259	2.5500	0.5403
2.6000	0.1675	2.6000	0.2376	2.6000	0.3196	2.6000	0.5299
2.6500	0.1643	2.6500	0.2331	2.6500	0.3136	2.6500	0.5199
2.7000	0.1613	2.7000	0.2288	2.7000	0.3078	2.7000	0.5103
2.7500	0.1584	2.7500	0.2246	2.7500	0.3022	2.7500	0.5010
2.8000	0.1555	2.8000	0.2206	2.8000	0.2968	2.8000	0.4921
2.8500	0.1528	2.8500	0.2167	2.8500	0.2916	2.8500	0.4834
2.9000	0.1502	2.9000	0.2130	2.9000	0.2866	2.9000	0.4751
2.9500	0.1476	2.9500	0.2094	2.9500	0.2817	2.9500	0.4670
3.0000	0.1452	3.0000	0.2059	3.0000	0.2770	3.0000	0.4593
3.0500	0.1428	3.0500	0.2025	3.0500	0.2725	3.0500	0.4517
3.1000	0.1405	3.1000	0.1993	3.1000	0.2681	3.1000	0.4444
3.1500	0.1383	3.1500	0.1961	3.1500	0.2638	3.1500	0.4374
3.2000	0.1361	3.2000	0.1930	3.2000	0.2597	3.2000	0.4306
3.2500	0.1340	3.2500	0.1901	3.2500	0.2557	3.2500	0.4239
3.3000	0.1320	3.3000	0.1872	3.3000	0.2518	3.3000	0.4175
3.3500	0.1300	3.3500	0.1844	3.3500	0.2481	3.3500	0.4113
3.4000	0.1281	3.4000	0.1817	3.4000	0.2444	3.4000	0.4052
3.4500	0.1262	3.4500	0.1791	3.4500	0.2409	3.4500	0.3994
3.5000	0.1244	3.5000	0.1765	3.5000	0.2374	3.5000	0.3937
3.5500	0.1227	3.5500	0.1740	3.5500	0.2341	3.5500	0.3881
3.6000	0.1210	3.6000	0.1716	3.6000	0.2308	3.6000	0.3827
3.6500	0.1193	3.6500	0.1692	3.6500	0.2277	3.6500	0.3775
3.7000	0.1177	3.7000	0.1670	3.7000	0.2246	3.7000	0.3724
3.7500	0.1161	3.7500	0.1647	3.7500	0.2216	3.7500	0.3674
3.8000	0.1146	3.8000	0.1626	3.8000	0.2187	3.8000	0.3626

3.8500	0.1131	3.8500	0.1604	3.8500	0.2159	3.8500	0.3579
3.9000	0.1117	3.9000	0.1584	3.9000	0.2131	3.9000	0.3533
3.9500	0.1103	3.9500	0.1564	3.9500	0.2104	3.9500	0.3488
4.0000	0.1089	4.0000	0.1544	4.0000	0.2078	4.0000	0.3444
4.0500	0.1075	4.0500	0.1525	4.0500	0.2052	4.0500	0.3402
4.1000	0.1062	4.1000	0.1507	4.1000	0.2027	4.1000	0.3360
4.1500	0.1049	4.1500	0.1489	4.1500	0.2003	4.1500	0.3320
4.2000	0.1037	4.2000	0.1471	4.2000	0.1979	4.2000	0.3280
4.2500	0.1025	4.2500	0.1453	4.2500	0.1955	4.2500	0.3242
4.3000	0.1013	4.3000	0.1437	4.3000	0.1933	4.3000	0.3204
4.3500	0.1001	4.3500	0.1420	4.3500	0.1910	4.3500	0.3167
4.4000	0.0990	4.4000	0.1404	4.4000	0.1889	4.4000	0.3131
4.4500	0.0979	4.4500	0.1388	4.4500	0.1868	4.4500	0.3096
4.5000	0.0968	4.5000	0.1373	4.5000	0.1847	4.5000	0.3062
4.5500	0.0957	4.5500	0.1358	4.5500	0.1827	4.5500	0.3028
4.6000	0.0947	4.6000	0.1343	4.6000	0.1807	4.6000	0.2995
4.6500	0.0937	4.6500	0.1328	4.6500	0.1787	4.6500	0.2963
4.7000	0.0927	4.7000	0.1314	4.7000	0.1768	4.7000	0.2931
4.7500	0.0917	4.7500	0.1300	4.7500	0.1750	4.7500	0.2901
4.8000	0.0907	4.8000	0.1287	4.8000	0.1731	4.8000	0.2870
4.8500	0.0898	4.8500	0.1274	4.8500	0.1714	4.8500	0.2841
4.9000	0.0889	4.9000	0.1261	4.9000	0.1696	4.9000	0.2812
4.9500	0.0880	4.9500	0.1248	4.9500	0.1679	4.9500	0.2783
5.0000	0.0871	5.0000	0.1235	5.0000	0.1662	5.0000	0.2756

Fuente: Joselyn Chicaiza

Fig. N° 45: Espectros elásticos correspondientes a los niveles de amenaza sísmica



Fuente: Joselyn Chicaiza

2.2.7. Análisis dinámico espectral

Se realiza un análisis dinámico espectral para conocer el comportamiento de la edificación con el fin de obtener sus distintos modos de vibración, derivas de piso, cortantes basales, acumulación de masa modal y efectos de torsión. Para este análisis se utiliza el software ETABS versión 16 en cual se hará un modelamiento estructural con los datos reunidos de la estructura.

Tabla N° 75: Resumen de los datos para el modelamiento estructural

Resistencia de los materiales		
Resistencia del hormigón f'c =		240 kg/cm ²
Resistencia del acero fy =		4200 kg/cm ²
Elementos estructurales		
Elemento	Dimensiones	Área de acero cm²
C1	50X50cm	37.7
C2	50X80cm	43.1
C3	30X50cm	15.21
C4	30X30cm	9.05
V1	35X40cm	As (+), As (-) 4.52
V2	30X40cm	As (+), As (-)

		4.52
VS	Perfil Tipo IPE 400	
Carga muerta		
Hotel		
Losa alivianada =		384.77 kg/cm ²
Losa deck =		330.03 kg/cm ²
Hospital		
Losa alivianada =		384.77 kg/cm ²
Losa deck =		367.80 kg/cm ²
Carga viva		
Hoteles y residencias multifamiliares		
Habitaciones		200 kg/m ²
Bodegas de almacenamiento (livianas)		600 kg/m ²
Comedores y restaurantes		480 kg/m ²
Terraza accesible		100 kg/m ²
Terraza inaccesible		70 kg/m ²
Hospitales		
Sala de quirófanos, laboratorios		290 kg/m ²
Sala de pacientes		200 kg/m ²
Corredores en pisos superiores a la planta baja		400 kg/m ²
Gimnasios		480 kg/m ²
Terraza accesible		100 kg/m ²
Terraza inaccesible		70 kg/m ²

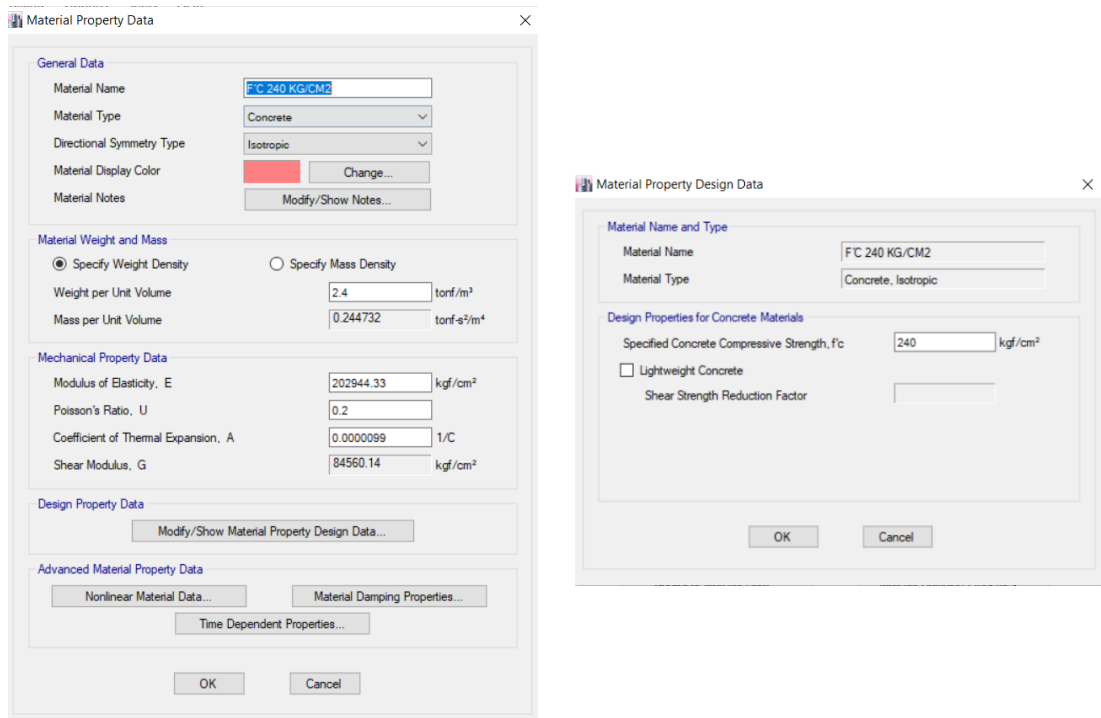
Fuente: Joselyn Chicaiza

2.2.7.1. Definición de los materiales

Al tratarse de un sistema estructural mixto conformado de pórticos especiales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas descolgadas, losas compuestas y vigas secundarias de acero estructural es necesario definir como materiales al hormigón, acero para varillas, acero estructural para perfiles metálicos y material para placa deck.

- **Hormigón**

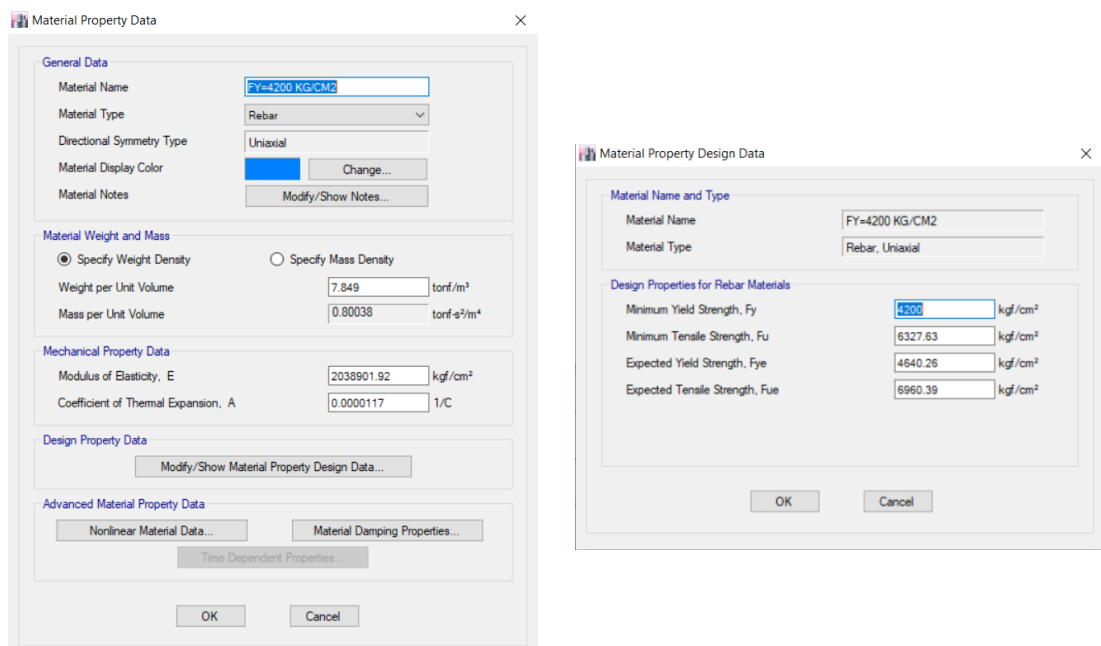
Fig. N° 46: Definición de hormigón



Fuente: ETABS 2016

- **Acero en varillas**

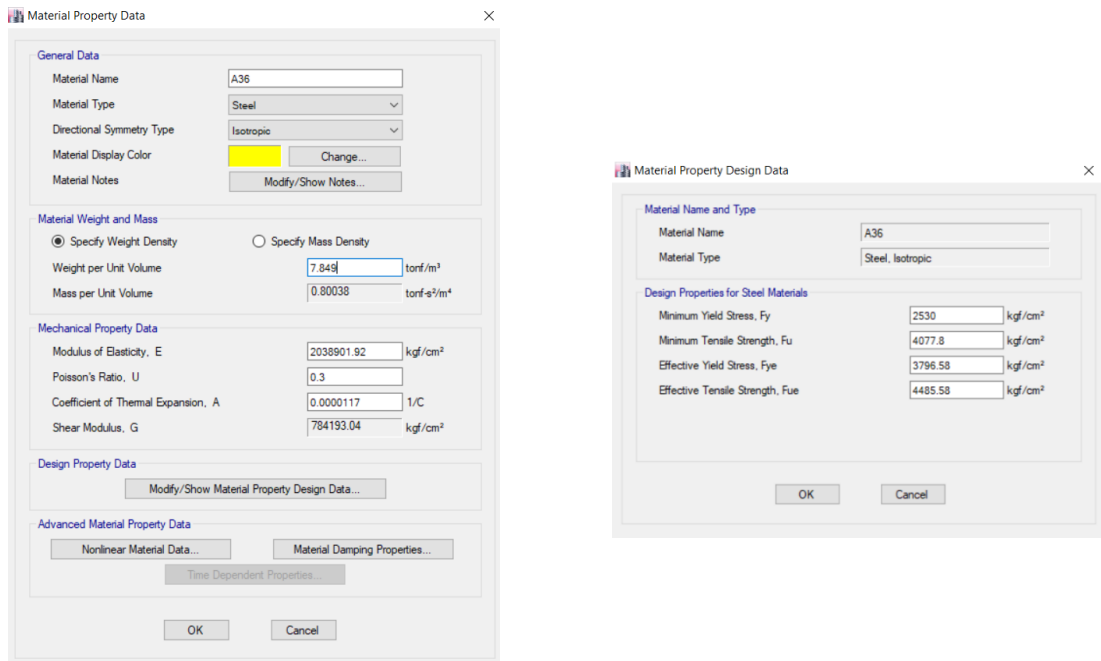
Fig. N° 47: Definición de acero de varillas



Fuente: ETABS 2016

- **Acero estructural**

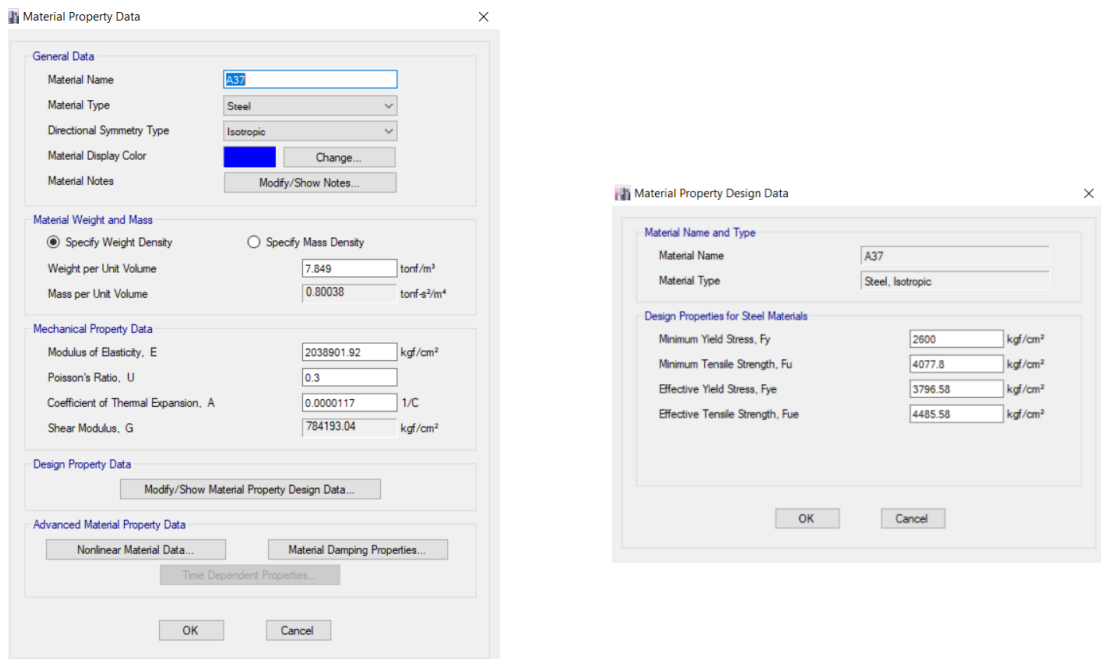
Fig. N° 48: Definición de acero estructural



Fuente: ETABS 2016

- **Placa de material de placa deck**

Fig. N° 49: Definición de material de placa deck



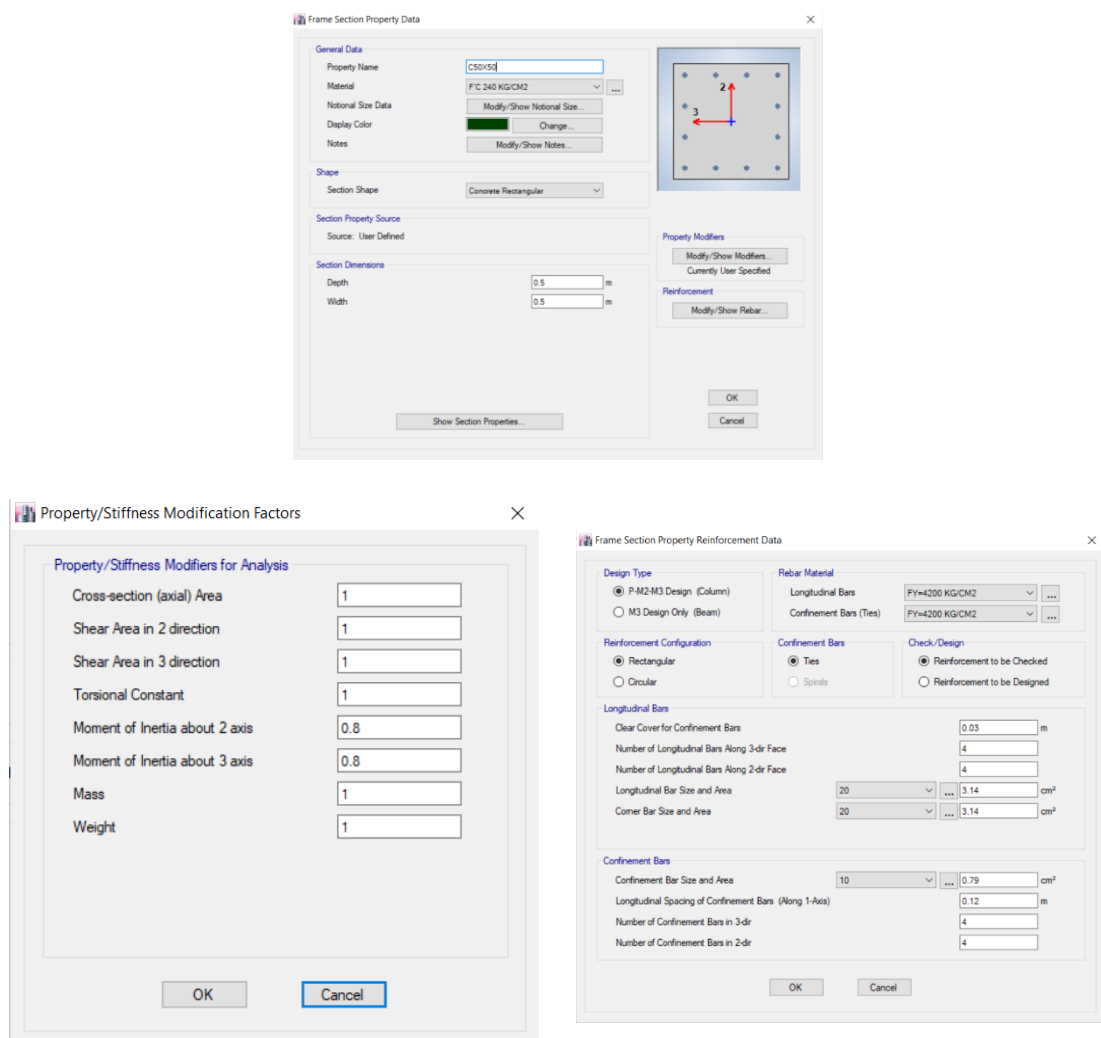
Fuente: ETABS 2016

2.2.7.2. Definición de elementos estructurales

Se define las secciones de vigas, columnas, losas y muros de la edificación y la distribución de acero mínimo que se determinó para el análisis dinámico, además se consideran las inercias agrietadas de las secciones en este caso para columnas es de 0.8, para vigas 0.5 y para muros 0.6, al tener más de un tipo de elemento se define uno de cada uno y el procedimiento será el mismo para los demás tipos.

- **Columnas**

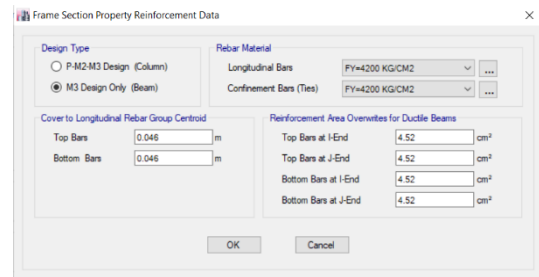
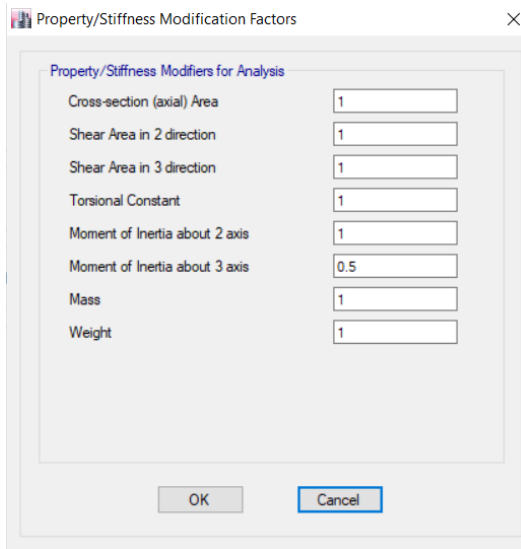
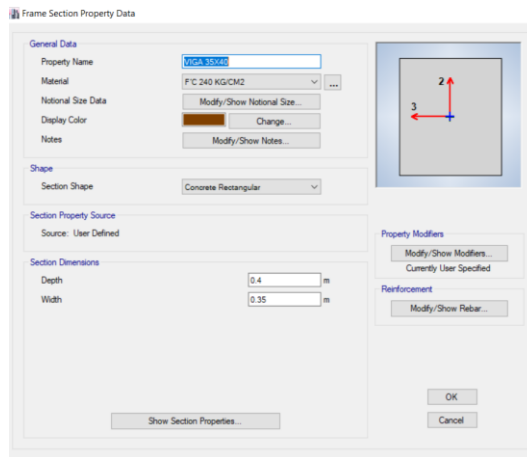
Fig. N° 50: Definición de columnas



Fuente: ETABS 2016

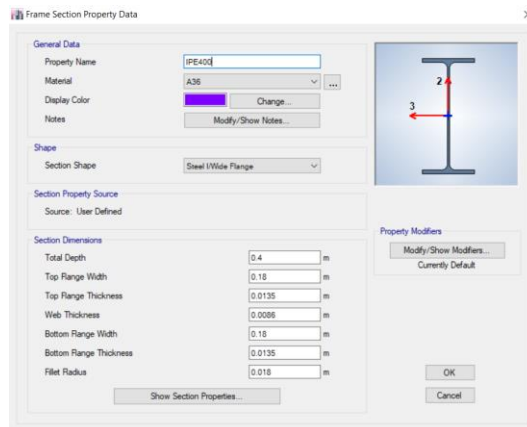
- **Vigas**

Fig. N° 51: Definición de vigas



Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 52: Definición de perfil metálico

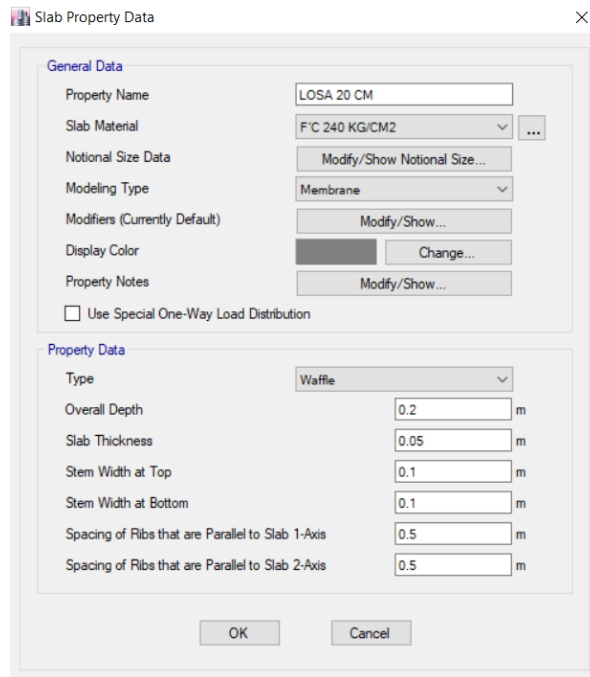


Fuente: ETABS 2016

- **Losa alivianada**

La losa alivianada se define como membrana para que solo transfiera cargas y de tipo waffle por los alivianamientos.

Fig. N° 53: Definición de losa alivianada

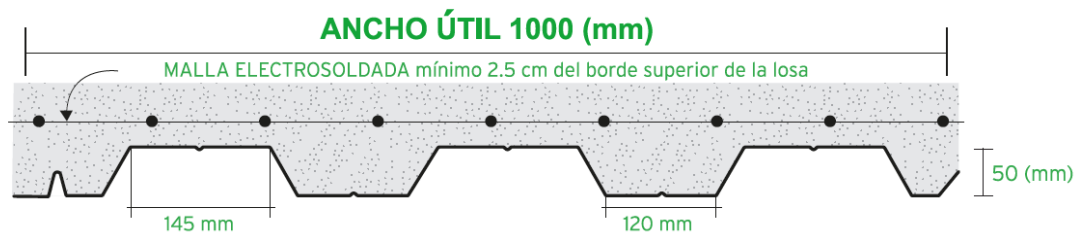


Fuente: ETABS 2016

- **Losa deck**

Para la definición de la losa deck se tomó el catálogo KUBIEC de la sección KUBILOSA de placas colaborantes.

Fig. N° 54: Corte transversal de losa deck



Fuente: Catalogo Kubilosa, 2022

Fig. N° 55: Definición de losa deck

Deck Property Data

General Data

Property Name: PLACA DECK 10 CM

Type: Filled

Slab Material: F'C 240 KG/CM2

Deck Material: A37

Modeling Type: Membrane

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Slab Depth, tc: 0.05 m

Rib Depth, hr: 0.05 m

Rib Width Top, wrt: 0.145 m

Rib Width Bottom, wrb: 0.12 m

Rib Spacing, sr: 0.33 m

Deck Shear Thickness: 0.00065 m

Deck Unit Weight: 0.064 tonf/m²

Shear Stud Diameter: 0.016 m

Shear Stud Height, hs: 0.075 m

Shear Stud Tensile Strength, Fu: 6327 kgf/cm²

OK Cancel

Fuente: ETABS 2016

- **Muros**

Fig. N° 56: Definición de muros

Wall Property Data

General Data

Property Name: MURO SOTANO 25cm

Property Type: Specified

Wall Material: F'C 240 KG/CM2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thick

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Thickness: 0.25 m

OK Cancel

Fuente: ETABS 2016

2.2.7.3. Definición de patrones de carga

Fig. N° 57: Definición de patrones de carga Bloque 1C

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05

Overwrite Eccentricities Overwrite...

Factors

Base Shear Coefficient, C 0.173

Building Height Exp., K 1.121

Story Range

Top Story Story5

Bottom Story Base

OK Cancel

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05

Overwrite Eccentricities Overwrite...

Factors

Base Shear Coefficient, C 0.173

Building Height Exp., K 1.121

Story Range

Top Story Story5

Bottom Story Base

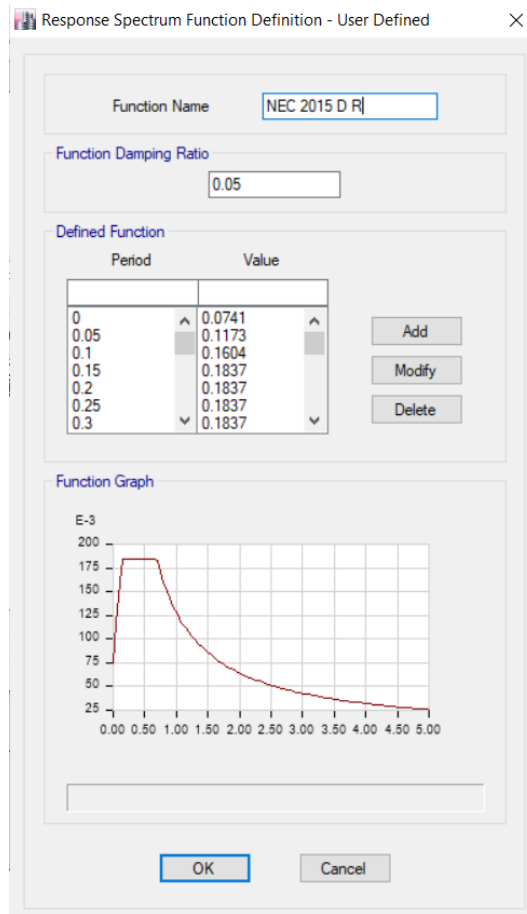
OK Cancel

Fuente: ETABS 2016

2.2.7.4. Definición del espectro de respuesta

Para el análisis dinámico de la edificación tanto para hotel como para hospital se utilizan espectros de respuesta para un periodo de retorno $T_r = 475$ años. Para el caso del espectro con un tipo de suelo D, el ETABS no define correctamente los valores por lo que es necesario crear archivos .txt para definir los espectros dentro del programa.

Fig. N° 58: Espectro de respuesta inelástico NEC

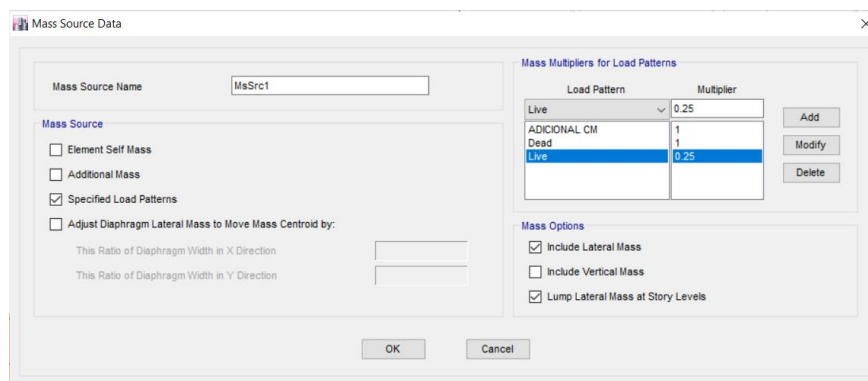


Fuente: ETABS 2016

2.2.7.5. Definición de la masa modal

Se considerará el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva según lo establece la NEC 2015.

Fig. N° 59: Definición de la masa modal

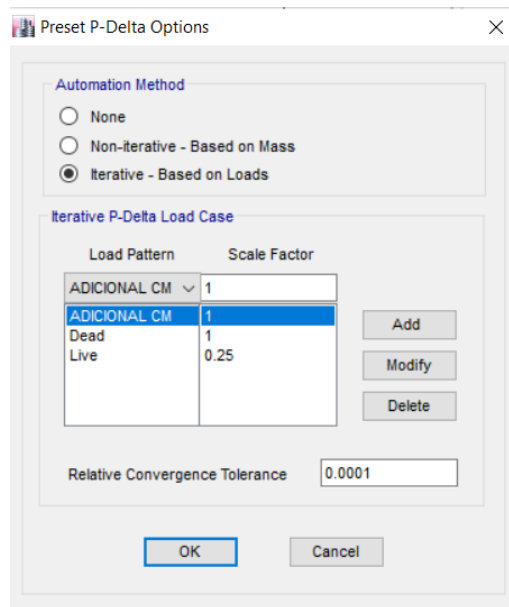


Fuente: ETABS 2016

2.2.7.6. Efectos P-Delta

Al tener grandes desplazamientos en la edificación es importante analizar los efectos secundarios por que ocasionan incrementos de momentos y esto implica el aumento de las derivas. Esto se realiza para la combinación vertical más desfavorable. [11]

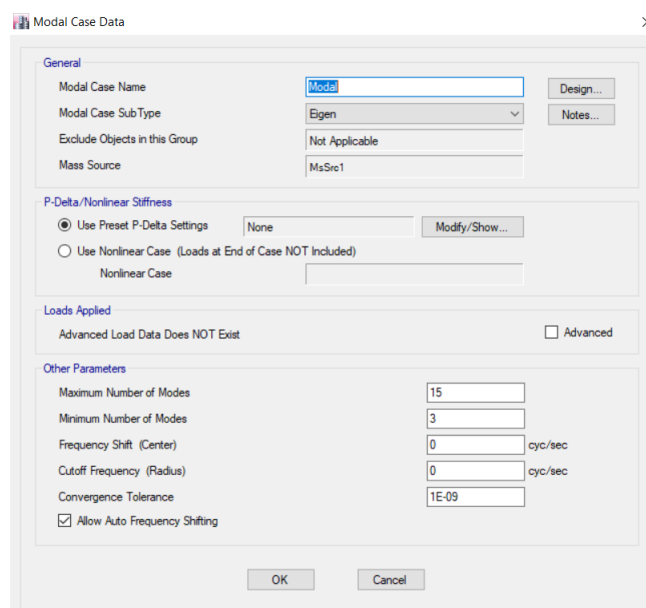
Fig. N° 60: Definición de efectos P-Delta



Fuente: ETABS 2016

2.2.7.7. Definición de los casos modales

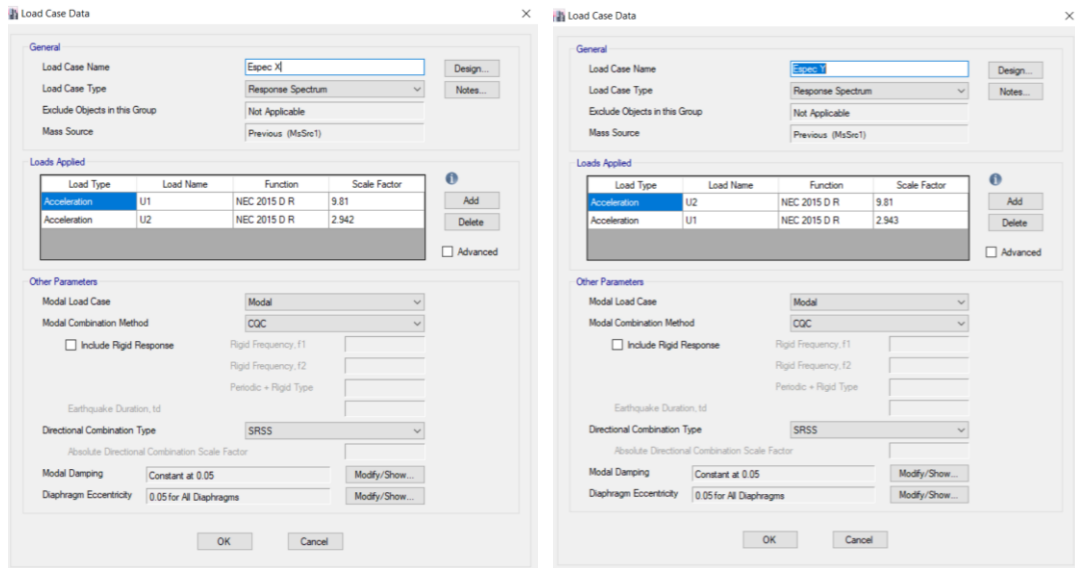
Fig. N° 61: Definición de casos modales



Fuente: ETABS 2016

2.2.7.8. Definición de casos de carga

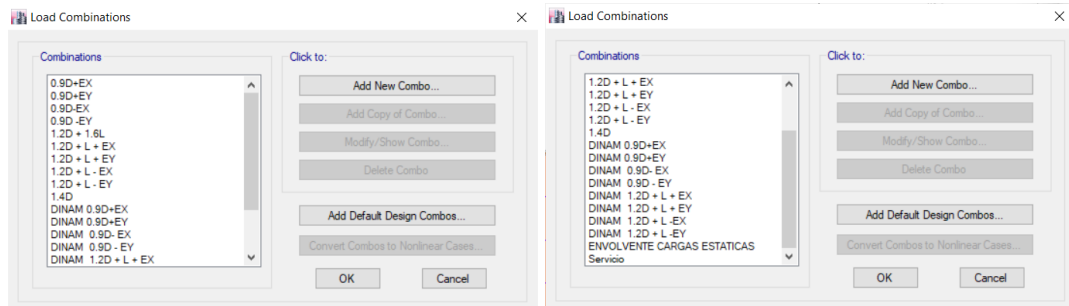
Fig. N° 62: Definición de casos de carga



Fuente: ETABS 2016

2.2.7.9. Definición de las combinaciones de carga

Fig. N° 63: Combinaciones de carga



Fuente: ETABS 2016

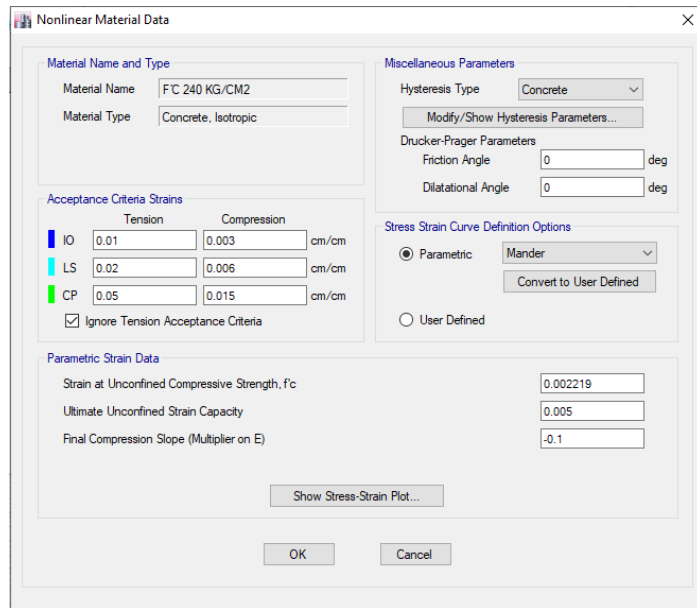
2.2.8. Análisis estático no lineal Pushover

2.2.8.1. Parámetros no lineales de los materiales

- **Hormigón**

El modelo más ajustado al comportamiento de hormigón es el modelo de Mander, por lo que será utilizado en los tres bloques de la edificación 1A, 1B y 1C.

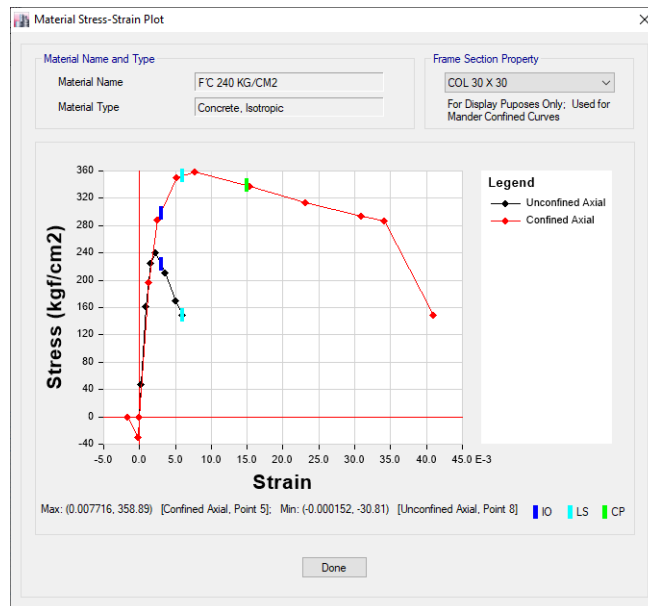
Fig. N° 64: Parámetros no lineales del hormigón



Fuente: ETABS 2016

Se muestra el diagrama de esfuerzo-deformación de la columna tipo C4 de 30x30cm, del concreto confinado y sin confinar de acuerdo al modelo de Mander.

Fig. N° 65: Diagrama tipo esfuerzo vs. deformación columna C4

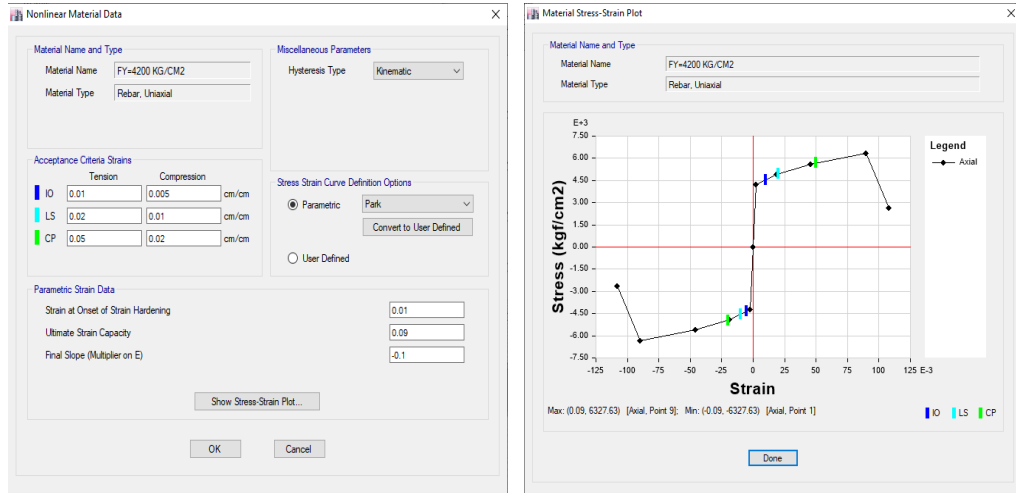


Fuente: ETABS 2016

- Acero

Para definir el comportamiento del acero, se utilizó el modelo de Park; modelo más ajustado al comportamiento del acero.

Fig. N° 66: Definición del Modelo de Park para el acero



Fuente: ETABS 2016

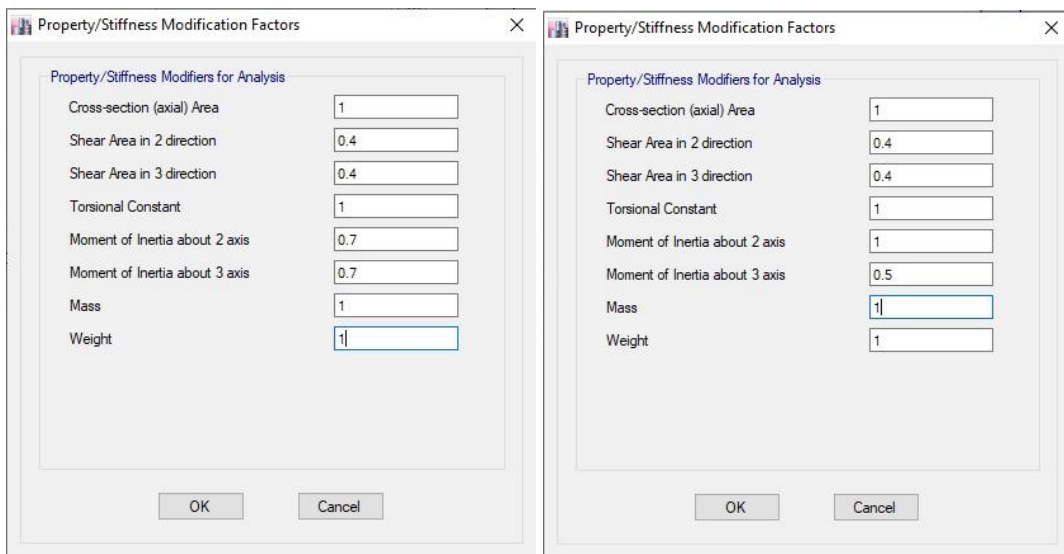
2.2.8.2. Inercias agrietadas

Para el análisis no lineal la norma ATC 40 establece que las secciones de columnas y vigas deben ser agrietadas según los siguientes parámetros de 0.5 a flexión y 0.4 a corte en vigas y para columnas 0.7 a flexión y 0.4 a corte.

Fig. N° 67: Inercias agrietadas columnas y vigas

Columnas

Vigas

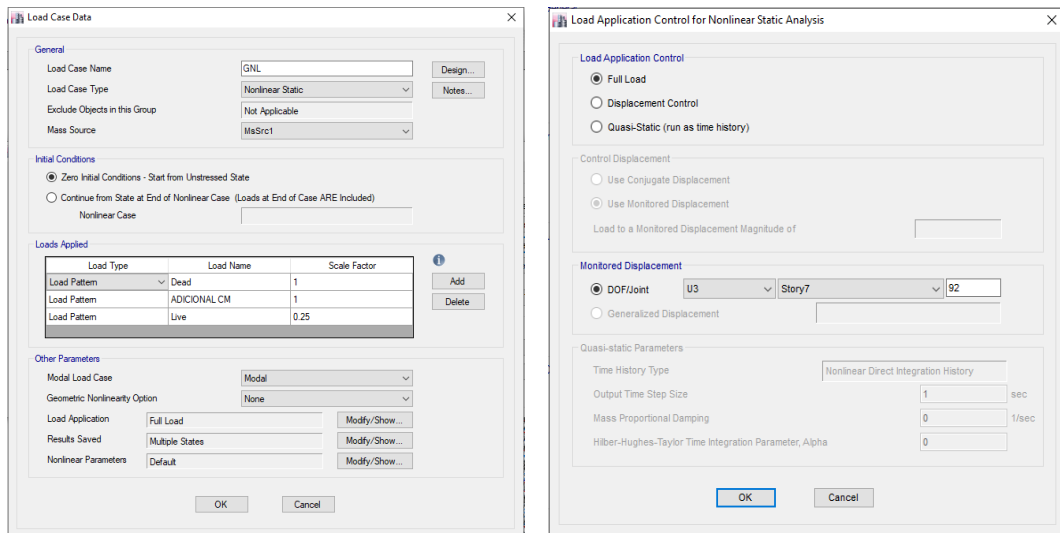


Fuente: ETABS 2016

2.2.8.3. Definición de la carga gravitacional no lineal

Se define el caso de carga gravitacional no lineal con el que empezará el programa para obtener la curva de capacidad, esta carga está definida por el 100% de la carga muerta y 25% de la carga viva.

Fig. N° 68: Definición de la carga gravitacional no lineal

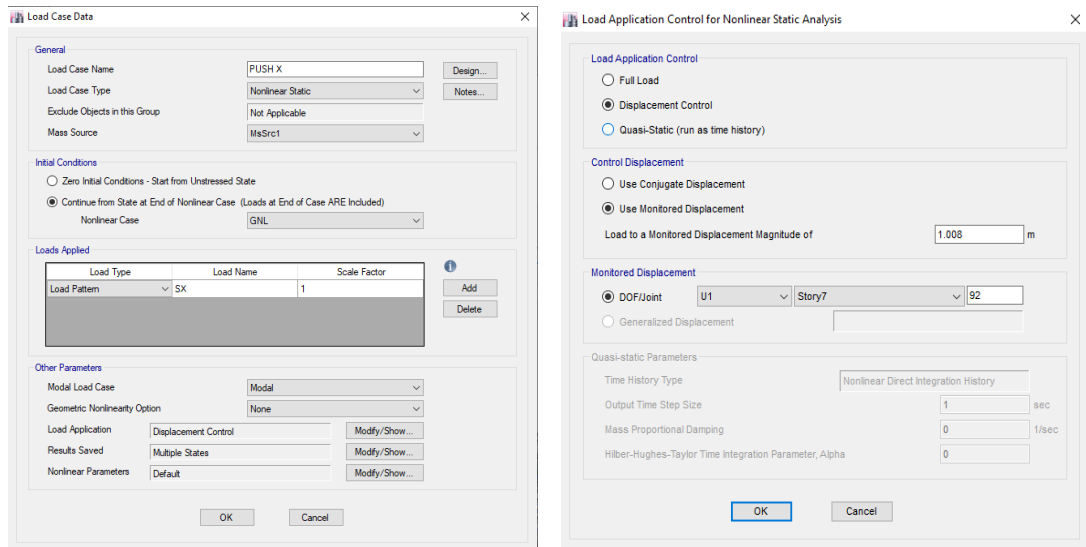


Fuente: ETABS 2016

2.2.8.4. Pushover sentido X-Y

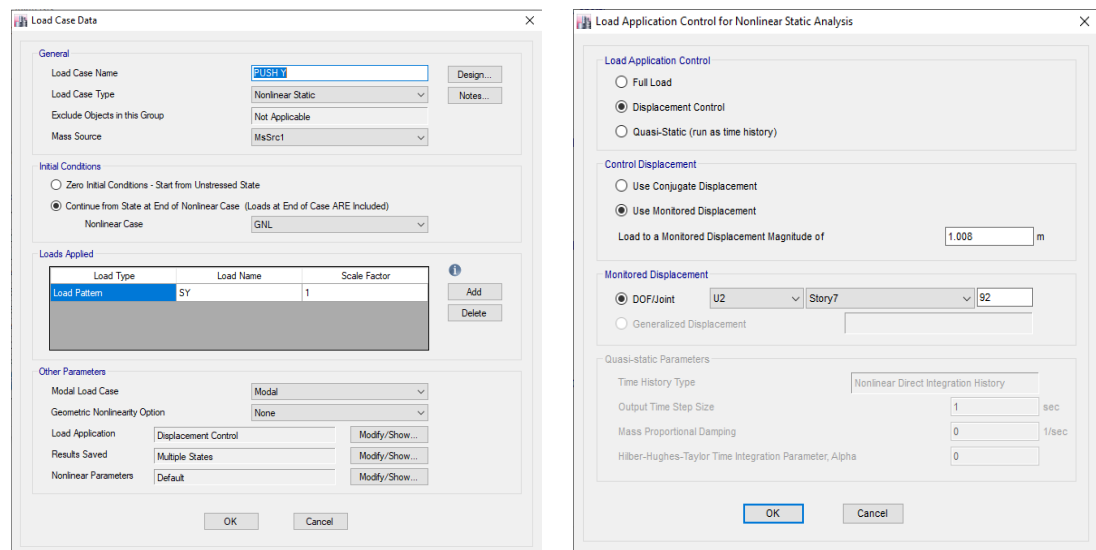
La aplicación de la carga debe ser controlada por un punto ubicado en el último nivel de la edificación y cerca del centro de masas de dicho nivel, el desplazamiento máximo será del 4% de la altura total del edificio, por lo que para cada bloque 1A, 1B y 1C se va a definir de acuerdo a la altura que corresponda para sentido X y Y.

Fig. N° 69: Definición del Pushover sentido X



Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 70: Definición de Pushover sentido Y



Fuente: ETABS 2016

2.2.8.5. Definición de rotulas plásticas

Entre las ecuaciones empíricas para calcular L_p , se destaca la propuesta por Paulay y Priestley en 1992. La siguiente ecuación toma en cuenta la curvatura en toda la longitud de la columna y la rotación del extremo fijo, es utilizado para columnas y vigas de hormigón armado. [26]

$$L_p = 0.08 * L + 0.002 * d_b * f_{yd} \quad (Ec. 14)$$

Dónde:

L = Luz libre del elemento (m)

d_b = Diámetro menor de la armadura longitudinal principal de flexión (m)

f_{yd} = Esfuerzo de fluencia del acero (Mpa)

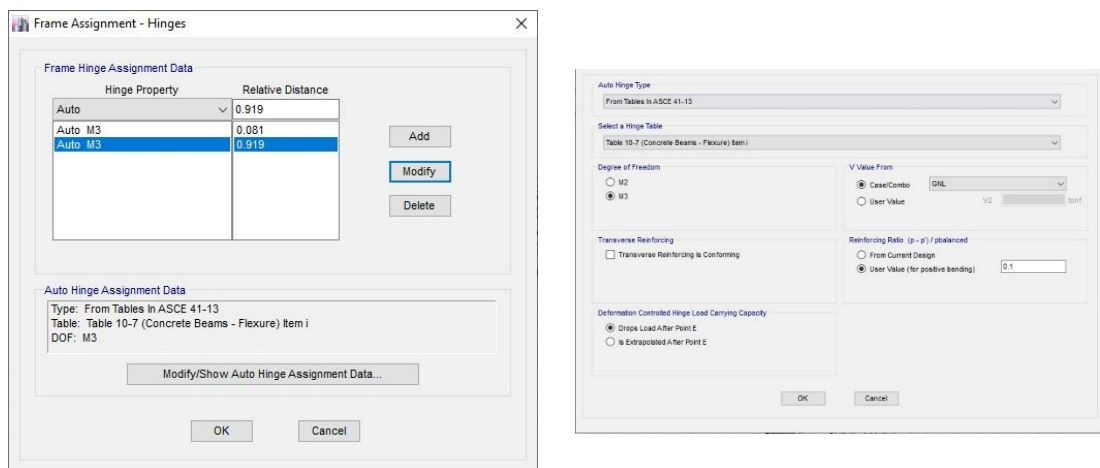
En la siguiente tabla se observan los valores calculados en porcentaje para el inicio y fin de cada elemento que se insertará en el ETABS, para lo cual se toma como ejemplo la viga tipo V1 y la columna C1 y el procedimiento será el mismo para los demás tipos de elementos que existan dentro de cada bloque.

Tabla N° 76: Longitud de rótulas plásticas de viga V1 y columna C1

VIGA V1 35X40 SENTIDO X				
Ubicación	Luz libre (m)	Lp (m)	Li (%)	Lj (%)
Eje I' tramo 5-6	6.7	0.546	0.081	0.919
VIGA V1 35X40 SENTIDO Y				
Eje 5 tramo I'-K	4.51	0.371	0.082	0.918
COLUMNA C1 50X50 cm				
Ubicación	Altura libre (m)	Lp (m)	Li (%)	Lj (%)
Eje 5-I'	3.4	0.282	0.083	0.917

Fuente: Joselyn Chicaiza

Fig. N° 71: Definición de rótulas plásticas en vigas

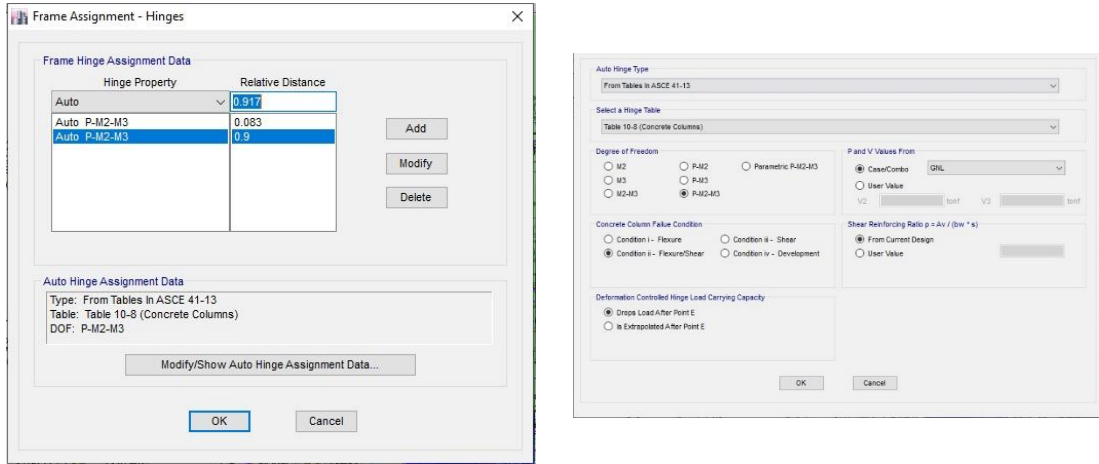


Fuente: ETABS 2016

La definición de las rótulas plásticas de columnas se hace en base a las condiciones de la ASCE 41-13, donde establece que para el cálculo de rótulas plásticas de columnas se debe considerar la condición ii, que indica que la columna debe tener una falla por

flexión-cortante que significa que el elemento debe tener una flexión cedente antes que una falla por cortante.

Fig. N° 72: Definición de rótulas plásticas en columnas



Fuente: ETABS 2016

CAPÍTULO III.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. Análisis y discusión de los resultados

3.1.1. Análisis modal espectral

- **Uso de la edificación: Hotel**

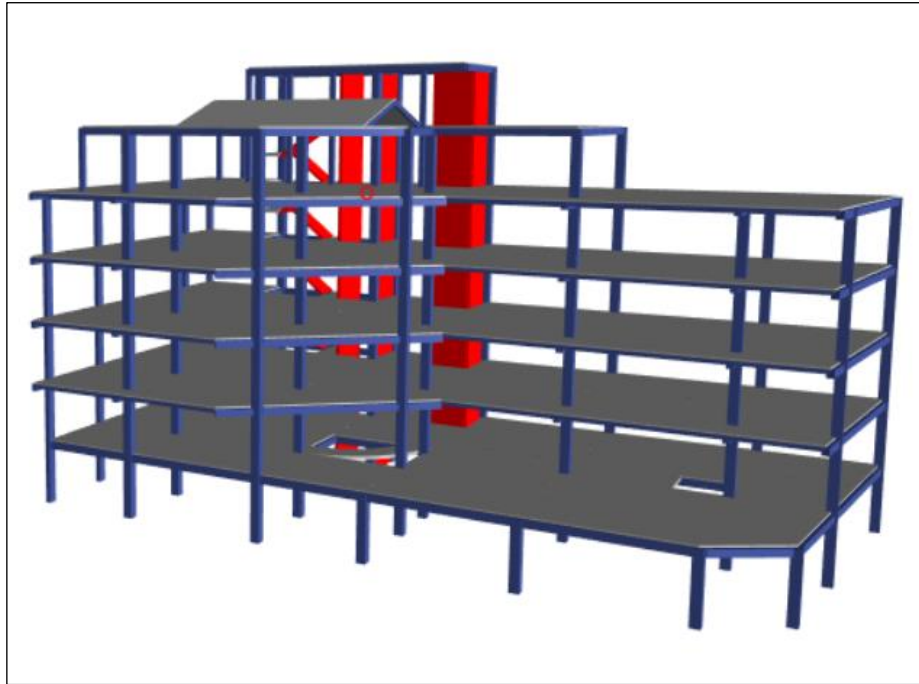
Una vez realizado el modelamiento de los tres bloques de la edificación 1A, 1B y 1C, en el programa ETABS se procede a analizar los requerimientos de acuerdo a la norma NEC 2015.

Fig. N° 73: Esquematización 3D del Bloque 1A



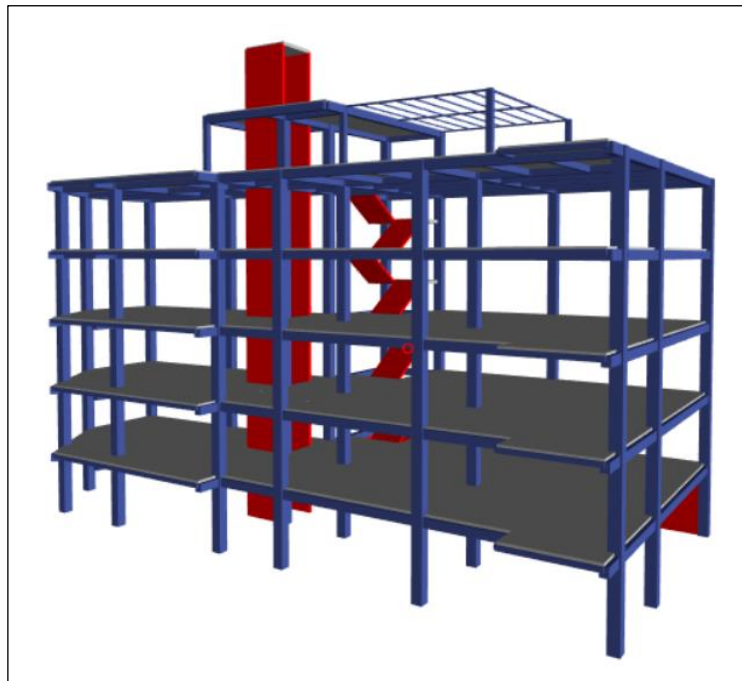
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 74: Esquematización 3D del bloque 1B



Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 75: Esquematización 3D del Bloque 1C



Fuente: ETABS 2016

3.1.1.1. Periodo fundamental de vibración

El valor del periodo $T_a(2)$ calculado con el método 2 no debe ser mayor en un 30% más al valor del periodo $T_a(1)$ calculado con el método 1, a continuación, se muestra el periodo $T_a(2)$ obtenido mediante el análisis modal, mientras que el periodo $T_a(1)$ se obtuvo con la ecuación 13.[11]

$$T_a(2) \leq 1.30 T_a(1) \quad (\text{Ec. 15})$$

Tabla N° 77: Periodos de vibración (hotel)

Modo	BLOQUE 1A		
	Periodo $T_a(1)$	Periodo $T_a(2)$	$T_a(2) \leq 1.30 T_a(1)$
	(s)	(s)	
1	0.874	1.607	NO CUMPLE
Modo	BLOQUE 1B		
	Periodo $T_a(1)$	Periodo $T_a(2)$	$T_a(2) \leq 1.30 T_a(1)$
	(s)	(s)	
1	0.874	1.951	NO CUMPLE
Modo	BLOQUE 1C		
	Periodo $T_a(1)$	Periodo $T_a(2)$	$T_a(2) \leq 1.30 T_a(1)$
	(s)	(s)	
1	0.741	1.348	NO CUMPLE

Fuente: Joselyn Chicaiza

Como se observa en la Tabla N° 77 los bloques de la edificación con uso de hotel no cumplen con el chequeo ya que los valores de periodos obtenidos por el análisis modal $T_a(2)$ sobrepasan un 30% más del periodo calculado con el método 1 $T_a(1)$, lo que implica que la edificación es muy flexible y va a generar valores altos de derivas.

- **Recálculo del coeficiente del cortante basal**

Para analizar las derivas de piso es necesario hacer un recálculo del coeficiente del cortante basal C y el factor de distribución de fuerzas k , después de haber obtenido el periodo de vibración por medio del análisis modal espectral $T_a(2)$, dichos valores deben ser nuevamente ingresados al ETABS, por lo que para el nuevo cálculo de S_a se utilizarán las siguientes ecuaciones:

$$S_a = \eta Z F_a ; \text{ para } 0 \leq T \leq T_c \quad (\text{Ec. 16})$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r ; \text{ para } T > T_c \quad (\text{Ec. 17})$$

$$S_a = Z F_a \left[1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_o} \right] ; \text{ para } T \leq T_o \quad (\text{Ec. 18})$$

Dónde:

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

T = Período fundamental de vibración de la estructura

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

T_o = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

T_c = Período 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

F_a = Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos del sitio

Para el cálculo de C y k se utilizará la ecuación 12, y los parámetros de la tabla N° 67.

Tabla N° 78: Recálculo del coeficiente de cortante basal y factor de distribución de fuerzas (hotel)

BLOQUE 1A	
Sa modal (%g)	0.5175
C Modal (%g)	0.1182
k (modal)	1.554
BLOQUE 1B	
Sa modal (%g)	0.4260
C Modal (%g)	0.0974
k (modal)	1.726
BLOQUE 1C	

Sa modal (%g)	0.6165
C Modal (%g)	0.0951
k (modal)	1.424

Fuente: Joselyn Chicaiza

3.1.1.2. Torsión

Se debe comprobar que los dos primeros modos de vibración sean traslacionales en X y en Y, ya que las cargas sísmicas son mayores en los dos primeros modos de vibración por lo que se espera mayor cantidad de disipación de energía, en cuanto al tercer modo de vibración se espera que sea totalmente torsional ya que la estructura al haberse movido en ambos sentidos no le queda más que rotar, entonces es recomendable que la torsión sea menor en 30% de la razón entre la rotación en Z y el máximo valor del desplazamiento en X o Y en los dos primeros modos de vibración. [36]

$$\%Torsión = \frac{Rz}{\max(Ux; Uy)} \leq 30\% \quad (Ec. 19)$$

Tabla N° 79: Factores de participación (hotel)

Modo	BLOQUE 1A				
	UX	UY	RZ	TORSIÓN%	
1	0.0563	0.4618	0.0507	10.98	Sin torsión
2	0.5030	0.0513	0.0112	2.23	Sin torsión
3	0.0002	0.0348	0.4246	1220.11	Torsión
Modo	BLOQUE 1B				
	UX	UY	RZ	TORSIÓN%	
1	0.1716	0.0227	0.5107	297.61	Torsión
2	0.5013	0.0991	0.1005	20.05	Sin torsión
3	0.0486	0.5649	0.0930	16.46	Sin torsión
Modo	BLOQUE 1C				
	UX	UY	RZ	TORSIÓN%	
1	0.0015	0.2777	0.4137	148.97	Torsión
2	0.6219	0.0017	0.0052	0.84	Sin torsión
3	0.0020	0.3698	0.2799	75.69	Torsión

Fuente: ETABS 2016

Como se observa en la tabla N° 79 la edificación en el bloque 1A, presenta un comportamiento correcto sin presentar problemas de torsión en sus dos primeros modos de vibración, y como se espera en el tercer modo de vibración es torsional, en cuanto los bloques 1B y 1C, muestran un comportamiento torsional en el primer modo de vibración superando el 30% de la participación rotacional permitida presentando entrantes excesivos en el primer piso, este comportamiento es incorrecto debido a que

pueden producirse grandes daños en la edificación durante sismos intensos y llegar al colapso estructural.

3.1.1.3. Acumulación de masa modal

La NEC-SE-DS en la sección 6.2.2 establece que para el análisis dinámico espectral todos los modos de vibración considerados para la edificación deben garantizar que se acumule al menos el 90% de la masa modal total de la estructura en sus dos direcciones X y Y. [11]

Tabla N° 80: Acumulación de la masa modal Bloque 1A (hotel)

BLOQUE 1^a		
Modo	Sum UX	Sum UY
1	0.0563	0.4618
2	0.5593	0.5132
3	0.5596	0.5480
4	0.5677	0.6156
5	0.6667	0.6197
6	0.6668	0.6805
7	0.7083	0.6806
8	0.7169	0.7005
9	0.7189	0.7181
10	0.7415	0.7338
11	0.7534	0.7624
12	0.7534	0.7730
13	0.7535	0.7747
14	0.7535	0.7752
15	0.7535	0.7753
16	0.7640	0.7757
17	0.7728	0.7759
18	0.7730	0.8173

Fuente: ETABS 2016

En la tabla N° 80 se muestran las masas acumuladas del Bloque 1A, donde se observa que en ningún sentido tanto en X y en Y no se acumula la masa modal esperada del 90%, por lo que no cumple con este parámetro de análisis.

Tabla N° 81: Acumulación de la masa modal Bloque 1B (hotel)

BLOQUE 1B		
Modo	Sum UX	Sum UY
1	0.1716	0.0227
2	0.6729	0.1218
3	0.7216	0.6867

4	0.7292	0.691
5	0.7811	0.6927
6	0.7829	0.7215
7	0.7957	0.7827
8	0.8571	0.7974
9	0.8591	0.8347
10	0.8633	0.8438
11	0.8646	0.8439
12	0.8805	0.8447
13	0.9254	0.8458
14	0.9256	0.8504
15	0.9256	0.8553
16	0.9261	0.8553
17	0.9300	0.8554
18	0.9324	0.9001

Fuente: ETABS 2016

En la tabla N° 81 se muestran las masas acumuladas del Bloque 1B, donde se observa que se acumula el 90% de la masa en el treceavo modo para el sentido X, y en el dieciochoavo modo para el sentido Y, por lo que para ambos casos cumplen con el parámetro de análisis.

Tabla N° 82: Acumulación de la masa modal Bloque 1C (hotel)

BLOQUE 1C		
Modo	Sum UX	Sum UY
1	0.0015	0.2777
2	0.6233	0.2794
3	0.6254	0.6492
4	0.6265	0.7207
5	0.6265	0.7213
6	0.6704	0.7216
7	0.6704	0.7225
8	0.7217	0.8012
9	0.7901	0.8583
10	0.7931	0.8599
11	0.7944	0.8897
12	0.7949	0.9200
13	0.7949	0.9200
14	0.7995	0.9201
15	0.8283	0.9204

Fuente: ETABS 2016

En la tabla N° 82 se muestran las masas acumuladas del Bloque 1C, donde se observa que se acumula el 90% de la masa en el doceavo modo solamente para el sentido Y, por lo que cumple únicamente en un sentido con el parámetro de análisis.

3.1.1.4. Cortante basal estático vs. Cortante basal dinámico

La NEC-SE-DS en la sección 6.2.2 establece que el valor del cortante dinámico total aplicado en la base, obtenido por el análisis dinámico, no debe superar el 80% en estructuras regulares o el 85% para estructuras irregulares al cortante estático total obtenido por el análisis estático, si la edificación no cumple y supera los porcentajes solicitados se debe realizar un ajuste a la aceleración de la gravedad hasta que se logre cumplir con dicha condición tanto en sentido X como en Y.

Tabla N° 83: Verificación de los cortantes Bloque 1A (hotel)

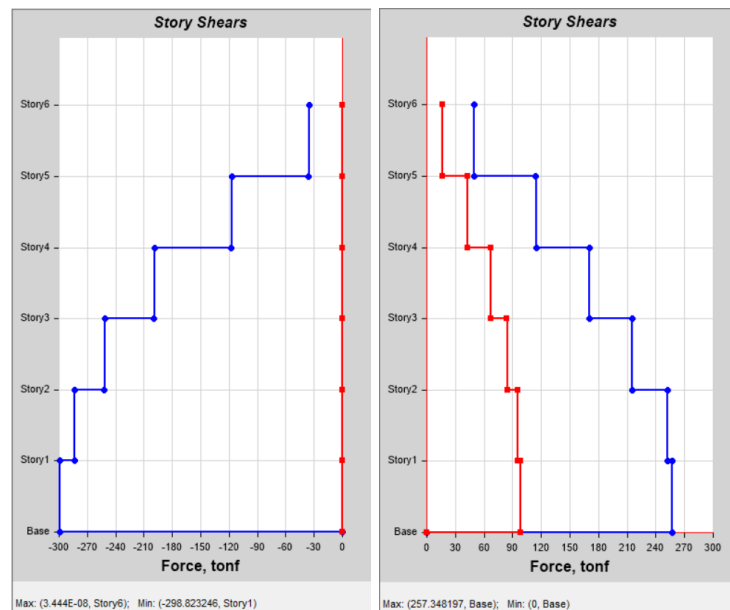
CORTANTES ESTRUCTURA IRREGULAR ESPECTRO NEC TR=475 AÑOS						
Estático Sx	Dinámico X	Estático Sy	Dinámico Y	X/SX	86.12	Cumple
298.82	257.35	298.82	258.39	Y/SY	86.47	Cumple

Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 76: Cortante basal estático y dinámico sentido X Bloque 1A (hotel)

V ESTÁTICO (SX)

V DINÁMICO (X)

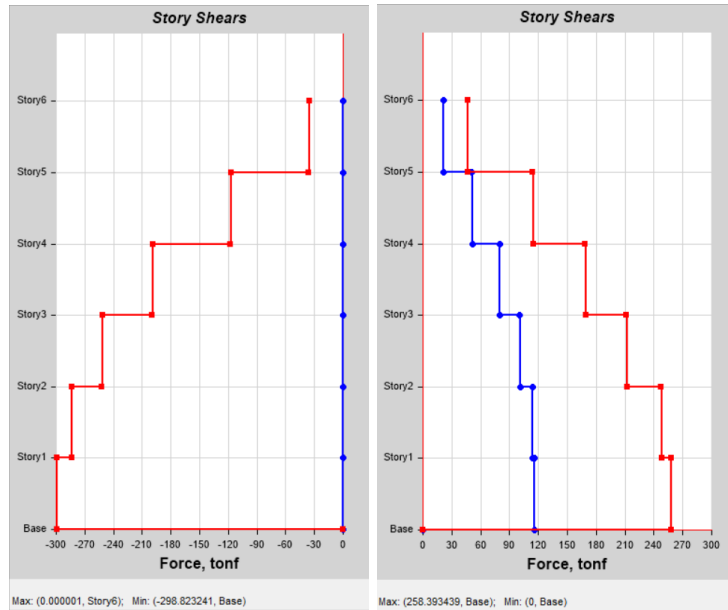


Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 77: Cortante basal estático y dinámico sentido Y Bloque 1A (hotel)

V ESTÁTICO (SY)

V DINÁMICO (Y)



Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 84: Verificación de los cortantes Bloque 1B (hotel)

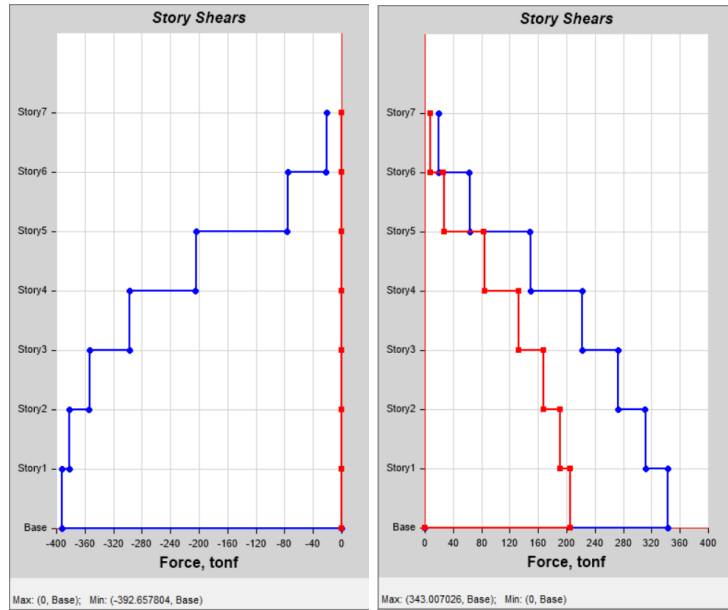
CORTANTES ESTRUCTURA IRREGULAR ESPECTRO NEC TR=475 AÑOS						
Estático Sx	Dinámico X	Estático Sy	Dinámico Y	X/SX	87.36	Cumple
392.66	343.01	392.66	408.66	Y/SY	104.07	Cumple

Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 78: Cortante basal estático y dinámico sentido X Bloque 1B (hotel)

V ESTÁTICO (SX)

V DINÁMICO (X)

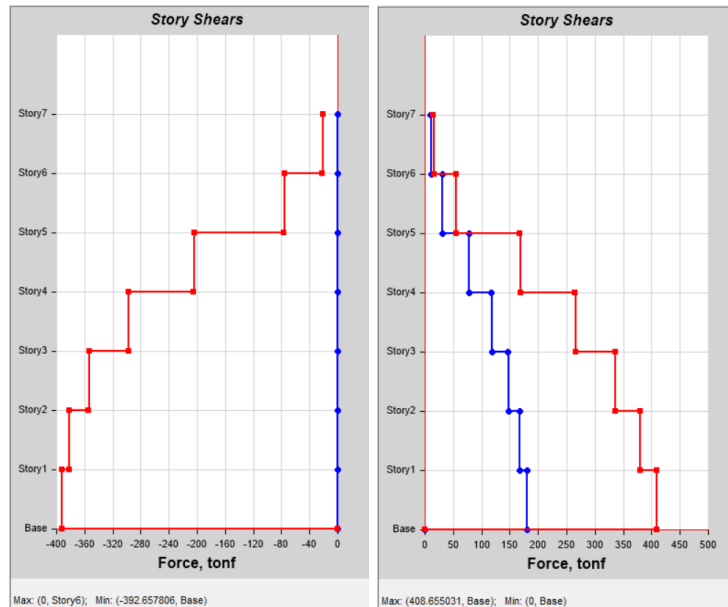


Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 79: Cortante basal estático y dinámico sentido Y Bloque 1B (hotel)

V ESTÁTICO (SY)

V DINÁMICO (Y)



Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 85: Verificación de los cortantes Bloque 1C (hotel)

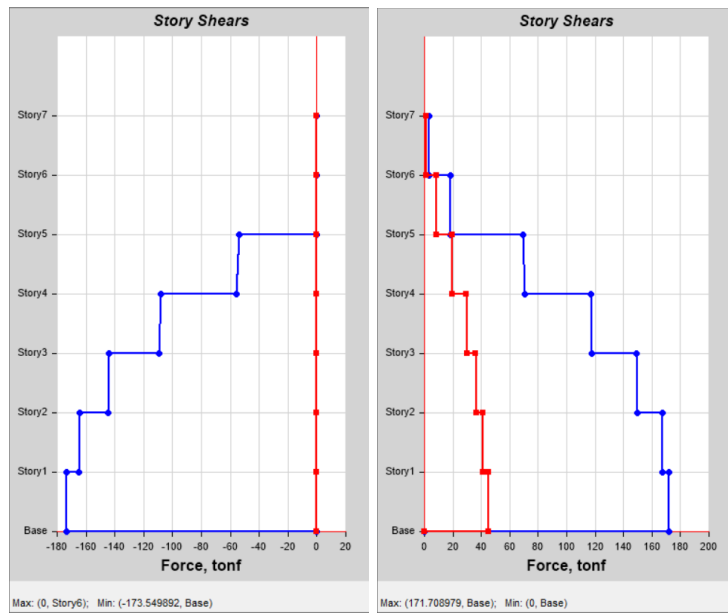
CORTANTES ESTRUCTURA IRREGULAR ESPECTRO NEC TR=475 AÑOS						
Estático Sx	Dinámico X	Estático Sy	Dinámico Y	X/SX	98.94	Cumple
173.55	171.71	173.55	149.65	Y/SY	86.23	Cumple

Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 80: Cortante basal estático y dinámico sentido X Bloque 1C (hotel)

V ESTÁTICO (SX)

V DINÁMICO (X)

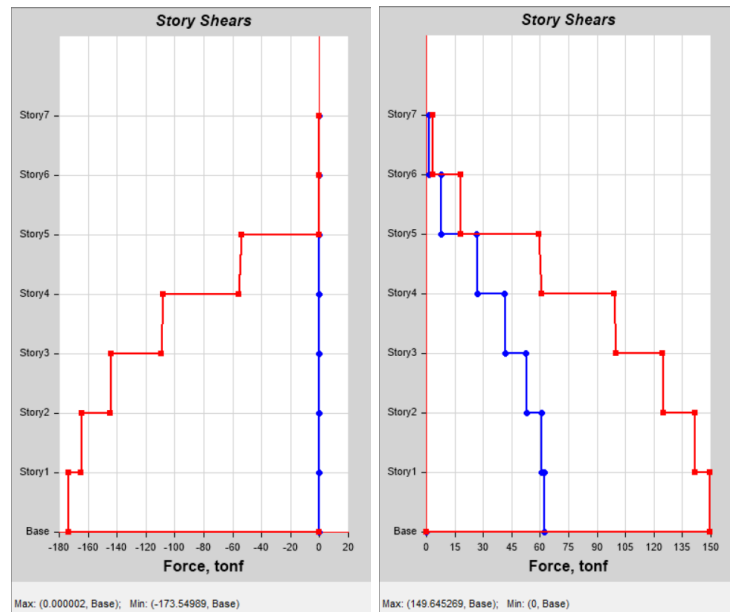


Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 81: Cortante basal estático y dinámico sentido Y Bloque 1C (hotel)

V ESTÁTICO (SY)

V DINÁMICO (Y)



Fuente: ETABS 2016

Como se muestra en las tablas N° 83, 84 y 85 para cada bloque de la edificación, el cortante basal dinámico en ambas direcciones X y Y, supera el 85% del cortante estático que establece la norma para estructuras irregulares, pero para que cumpla con este parámetro se realizó el reajuste en el cortante dinámico multiplicando la aceleración de la gravedad por un factor de ampliación con el porcentaje faltante que se requiere para cumplir con el 85% de 1.02, 1.05, 1.01 para la dirección X y de 1.05, 1.03 y 1.01 para la dirección Y en los bloques 1A, 1B y 1C respectivamente.

3.1.1.5. Derivas de piso

Para el control de deformaciones de la edificación la NEC-SE-DS, en la sección 4.2.2 menciona que 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.[11]

Tabla N° 86: 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

De acuerdo con el tipo de sistema estructural de la edificación, la deriva inelástica no debe ser mayor al 2%, para el análisis de las derivas por cada piso se utilizará el máximo valor de respuesta inelástica de la edificación generado por el sismo de diseño reducido $T_r=475$ años, por lo que se analizará las derivas estáticas y dinámicas para cada dirección con la siguiente ecuación:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad (Ec. 20)$$

Dónde:

Δ_M : Deriva máxima inelástica

Δ_E : Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

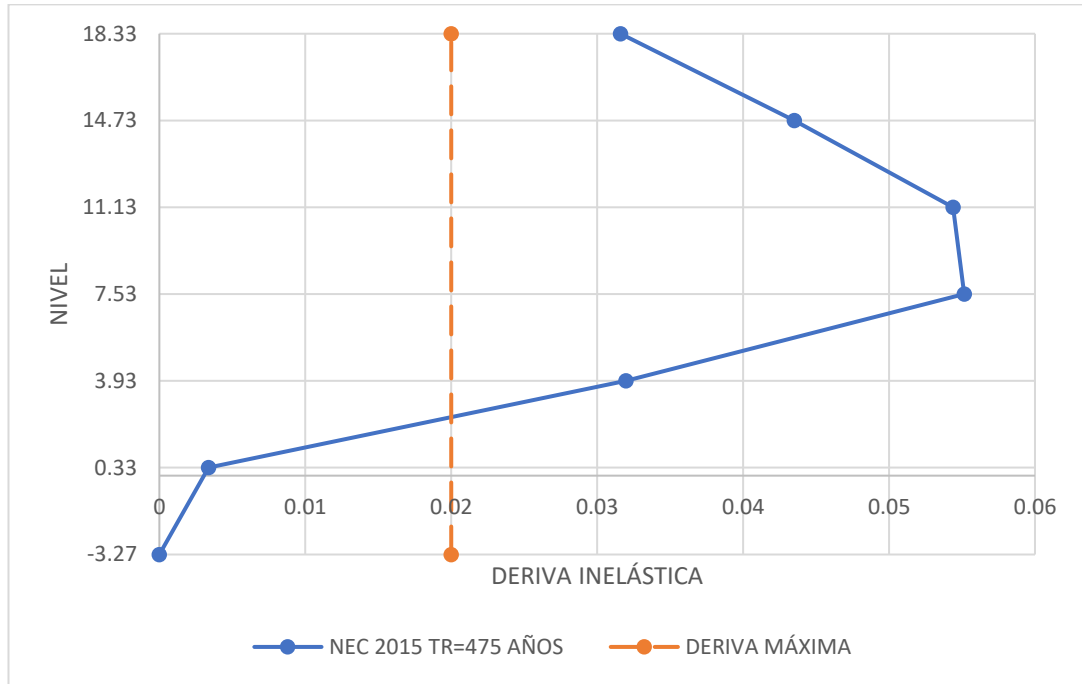
Bloque 1A

Tabla N° 87: Derivas inelásticas estáticas dirección X Bloque 1A (hotel)

DERIVAS INELÁSTICAS ESTÁTICAS DIRECCIÓN X			
Story	Elevación	X-Dir	Δ_M
	m		
Story6	18.33	0.007020	0.031590
Story5	14.73	0.009668	0.043506
Story4	11.13	0.012088	0.054396
Story3	7.53	0.012255	0.055147
Story2	3.93	0.007104	0.031968
Story1	0.33	0.000748	0.003366
Base	-3.27	0	0

Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 82: Derivas inelásticas estáticas dirección X Bloque 1A (hotel)



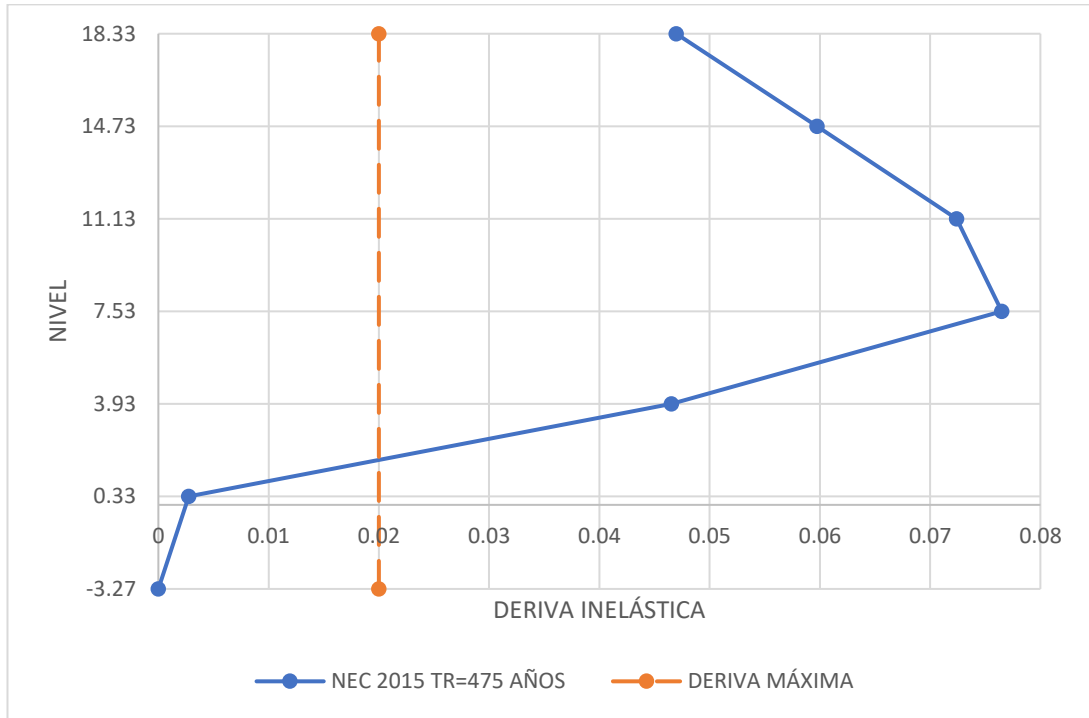
Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 88: Derivas inelásticas estáticas dirección Y Bloque 1A (hotel)

DERIVAS INELÁSTICAS ESTÁTICAS DIRECCIÓN Y			
Story	Elevación	Y-Dir	Δ_M
	m		
Story6	18.33	0.010441	0.0469845
Story5	14.73	0.013274	0.0597330
Story4	11.13	0.016090	0.0724050
Story3	7.53	0.016999	0.0764955
Story2	3.93	0.010343	0.0465435
Story1	0.33	0.000615	0.0027675
Base	-3.27	0	0

Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 83: Derivas inelásticas estáticas dirección Y Bloque 1A (hotel)



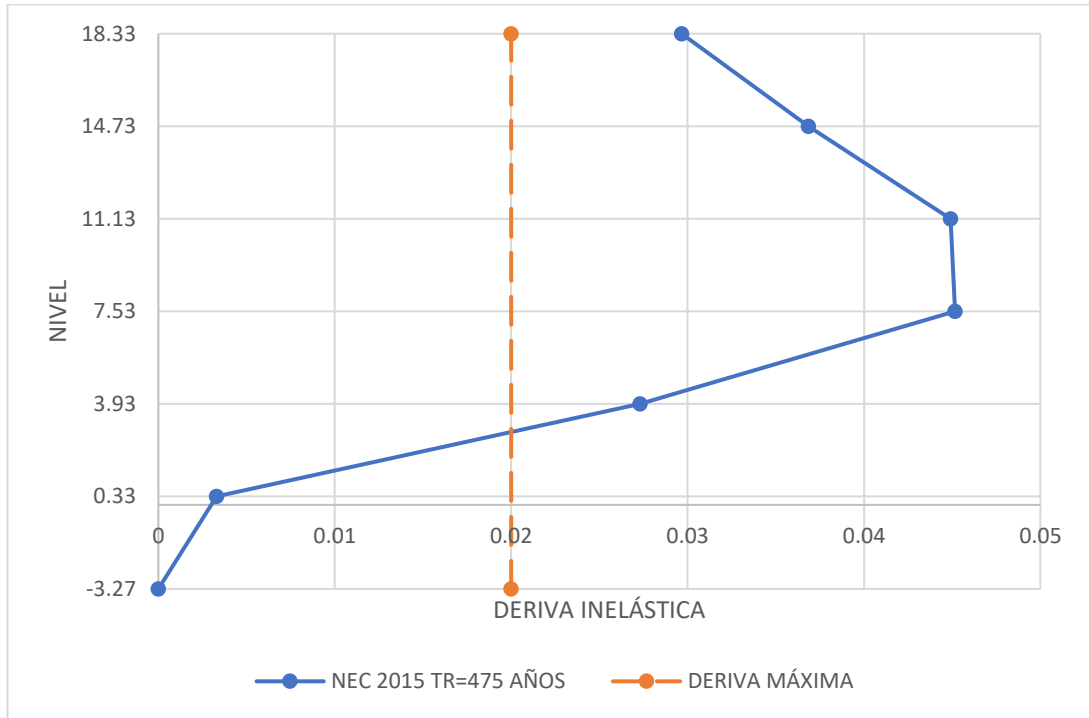
Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 89: Derivas inelásticas dinámicas dirección X Bloque 1A (hotel)

DERIVAS INELÁSTICAS DINÁMICAS DIRECCIÓN X			
Story	Elevación	X-Dir	Δ_M
	m		
Story6	18.33	0.006592	0.029664
Story5	14.73	0.008190	0.036855
Story4	11.13	0.009980	0.044910
Story3	7.53	0.010036	0.045162
Story2	3.93	0.006070	0.027315
Story1	0.33	0.000734	0.003303
Base	-3.27	0	0

Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 84: Derivas inelásticas dinámicas dirección X Bloque 1A (hotel)



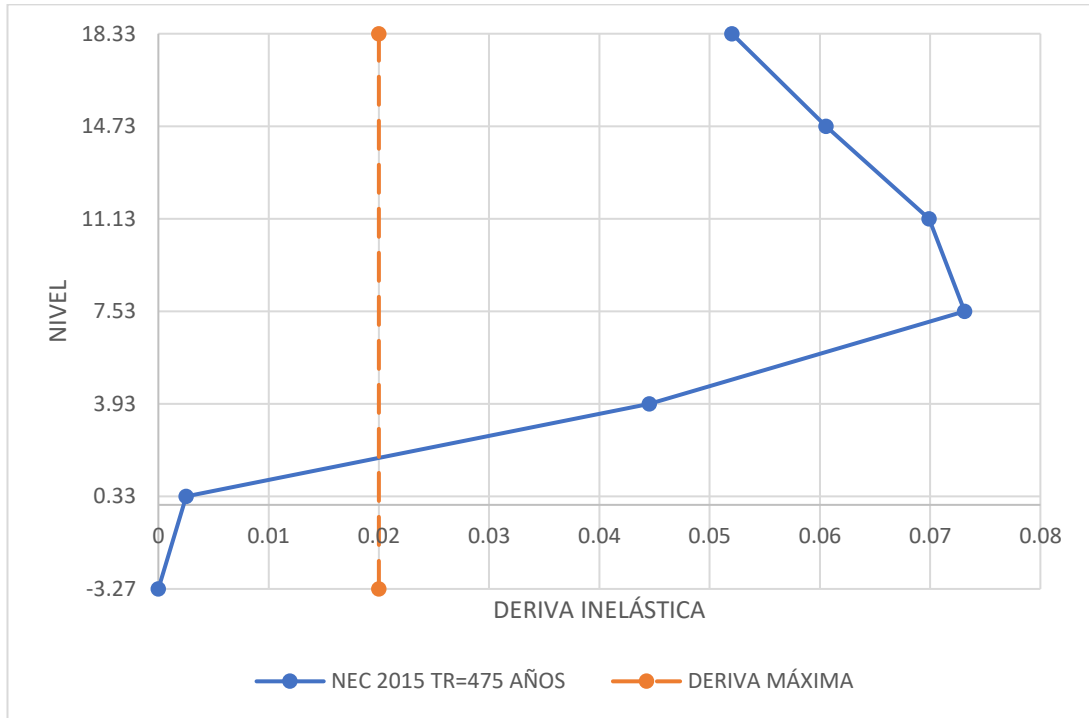
Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 90: Derivas inelásticas dinámicas dirección Y Bloque 1A (hotel)

DERIVAS INELÁSTICAS DINÁMICAS DIRECCIÓN Y			
Story	Elevación	Y-Dir	Δ_M
	m		
Story6	18.33	0.010844	0.0487980
Story5	14.73	0.012618	0.0567810
Story4	11.13	0.014559	0.0655155
Story3	7.53	0.015239	0.0685755
Story2	3.93	0.009285	0.0417825
Story1	0.33	0.000529	0.0023805
Base	-3.27	0	0

Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 85: Derivas inelásticas dinámicas dirección Y Bloque 1A (hotel)



Fuente: ETABS 2016

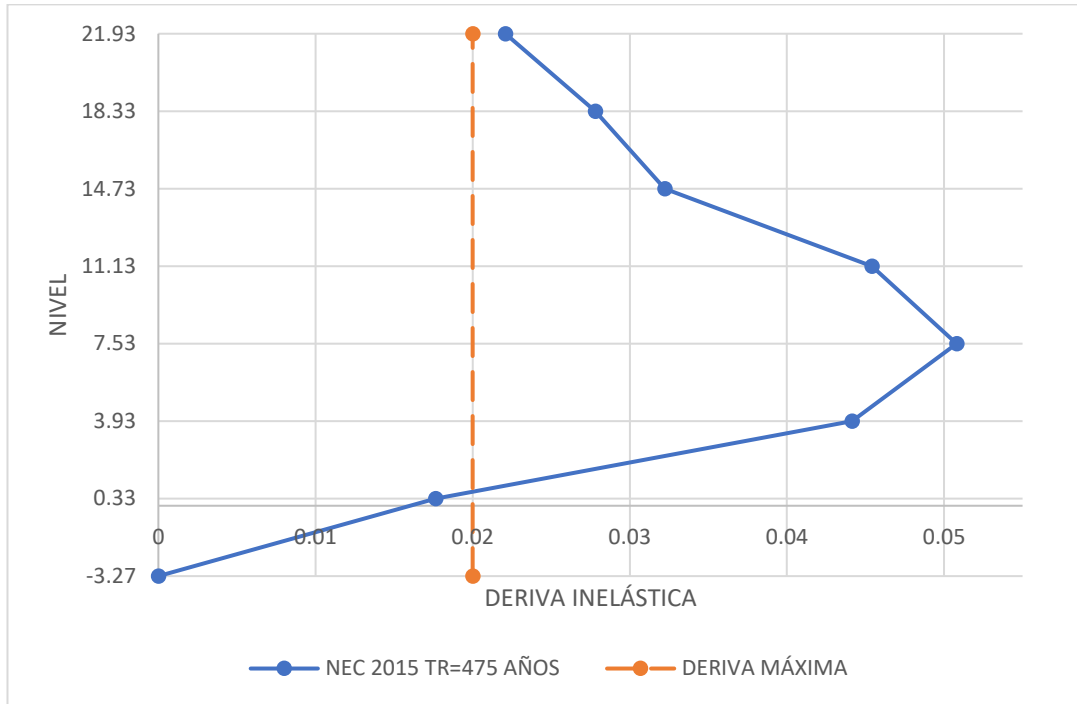
Bloque 1B

Tabla N° 91: Derivas inelásticas estáticas dirección X Bloque 1B (hotel)

DERIVAS INELÁSTICAS ETÁTICAS DIRECCIÓN X			
Story	Elevación	X-Dir	Δ_M
	m		
Story7	21.93	0.004909	0.0220905
Story6	18.33	0.006181	0.0278145
Story5	14.73	0.007162	0.0322290
Story4	11.13	0.010091	0.0454095
Story3	7.53	0.011289	0.0508005
Story2	3.93	0.009809	0.0441405
Story1	0.33	0.003920	0.01764
Base	-3.27	0	0

Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 86: Derivas inelásticas estáticas dirección X Bloque 1B (hotel)



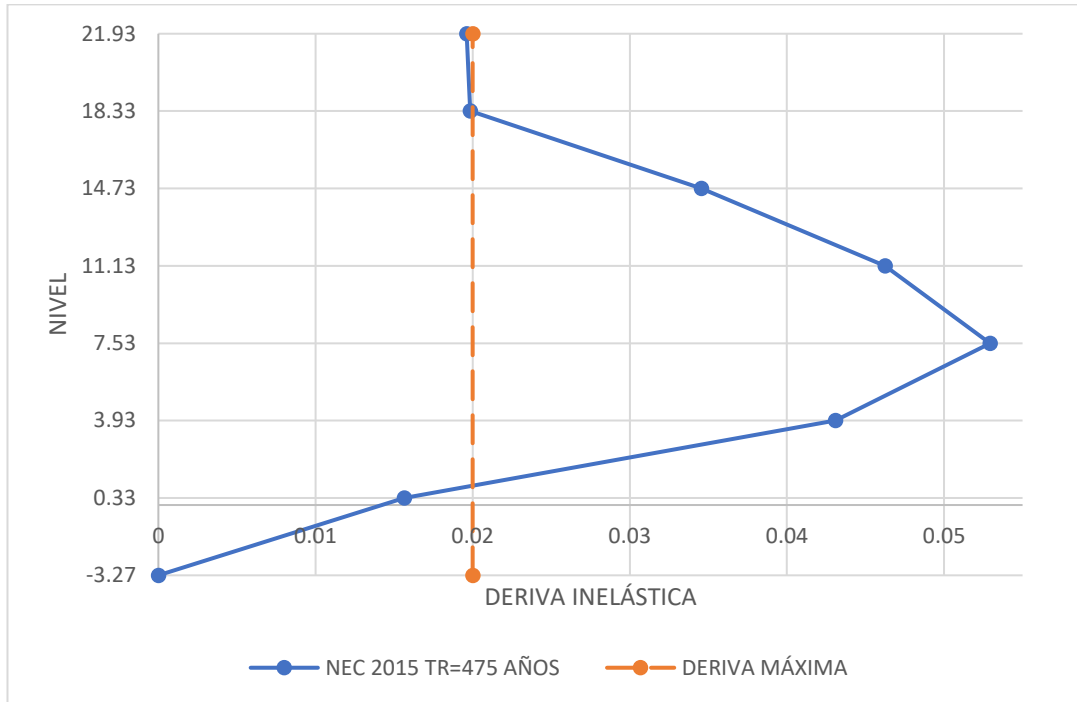
Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 92: Derivas inelásticas estáticas dirección Y Bloque 1B (hotel)

DERIVAS INELÁSTICAS ESTÁTICAS DIRECCIÓN Y			
Story	Elevación	Y-Dir	Δ_M
	m		
Story7	21.93	0.004358	0.019611
Story6	18.33	0.004408	0.019836
Story5	14.73	0.007679	0.0345555
Story4	11.13	0.010279	0.0462555
Story3	7.53	0.011763	0.0529335
Story2	3.93	0.009574	0.043083
Story1	0.33	0.003479	0.0156555
Base	-3.27	0	0

Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 87: Derivas inelásticas estáticas dirección Y Bloque 1B (hotel)



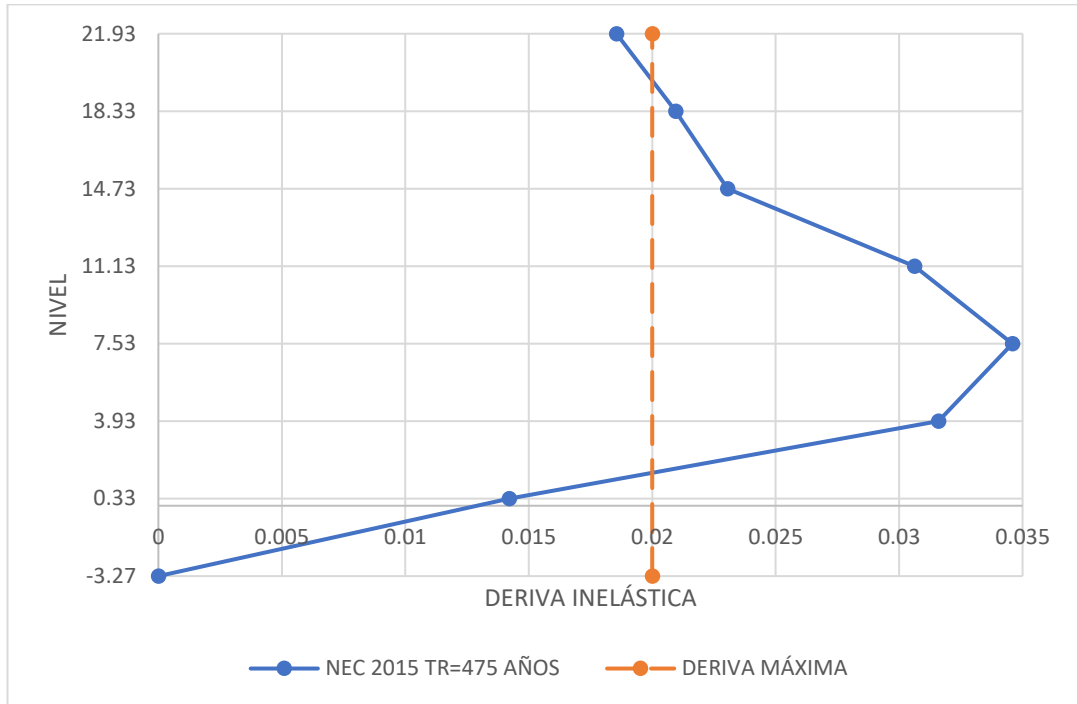
Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 93: Derivas inelásticas dinámicas dirección X Bloque 1B (hotel)

DERIVAS INELÁSTICAS DINÁMICAS DIRECCIÓN X			
Story	Elevación	X-Dir	Δ_M
	m		
Story7	21.93	0.004123	0.0185535
Story6	18.33	0.004657	0.0209565
Story5	14.73	0.005123	0.0230535
Story4	11.13	0.006804	0.0306180
Story3	7.53	0.007686	0.0345870
Story2	3.93	0.007021	0.0315945
Story1	0.33	0.003157	0.0142065
Base	-3.27	0	0

Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 88: Derivas inelásticas dinámicas dirección X Bloque 1B (hotel)



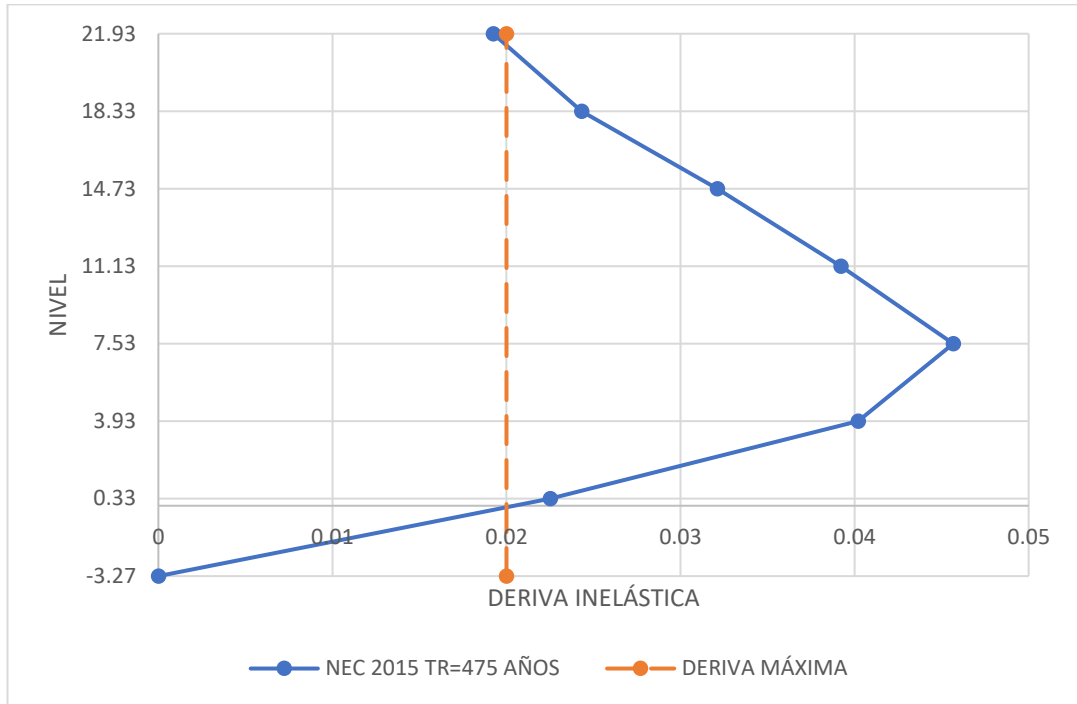
Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 94: Derivas inelásticas dinámicas dirección Y Bloque 1B (hotel)

DERIVAS INELÁSTICAS DINÁMICAS DIRECCIÓN Y			
Story	Elevación	Y-Dir	Δ_M
	m		
Story7	21.93	0.004275	0.0192375
Story6	18.33	0.005405	0.0243225
Story5	14.73	0.007135	0.0321075
Story4	11.13	0.008712	0.0392040
Story3	7.53	0.010149	0.0456705
Story2	3.93	0.008936	0.0402120
Story1	0.33	0.005004	0.0225180
Base	-3.27	0	0

Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 89: Derivas inelásticas dinámicas dirección Y Bloque 1B (hotel)



Fuente: ETABS 2016

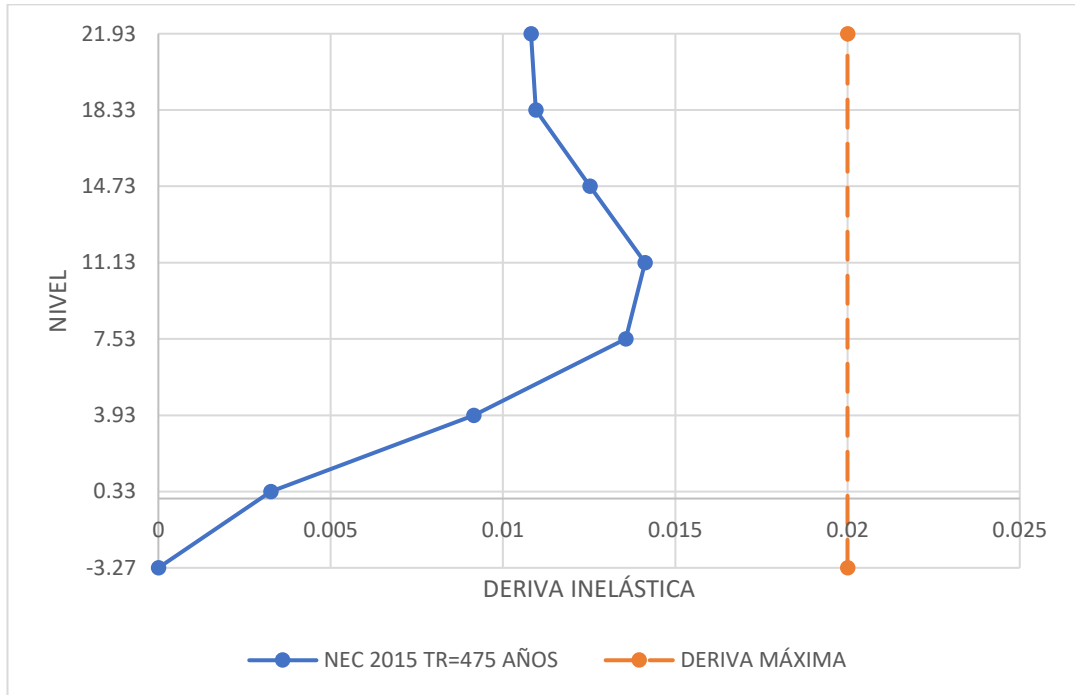
Bloque 1C

Tabla N° 95: Derivas inelásticas estáticas dirección X Bloque 1C (hotel)

DERIVAS INELÁSTICAS ESTÁTICAS DIRECCIÓN X			
Story	Elevación	X-Dir	Δ_M
	m		
Story7	21.93	0.001803	0.010818
Story6	18.33	0.001825	0.01095
Story5	14.73	0.002087	0.012522
Story4	11.13	0.002354	0.014124
Story3	7.53	0.00226	0.01356
Story2	3.93	0.001526	0.009156
Story1	0.33	0.000544	0.003264
Base	-3.27	0	0

Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 90: Derivas inelásticas estáticas dirección X Bloque 1C (hotel)



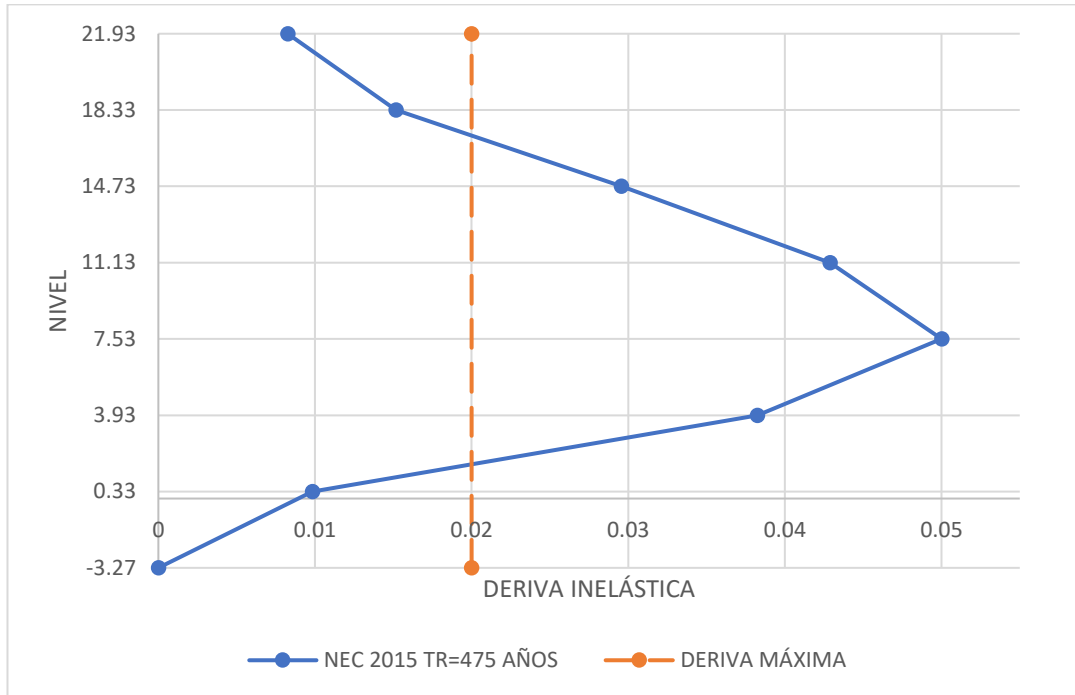
Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 96: Derivas inelásticas estáticas dirección Y Bloque 1C (hotel)

DERIVAS INELÁSTICAS ESTÁTICAS DIRECCIÓN Y			
Story	Elevación	Y-Dir	Δ_M
	m		
Story7	21.93	0.001376	0.008256
Story6	18.33	0.002527	0.015162
Story5	14.73	0.004926	0.029556
Story4	11.13	0.007148	0.042888
Story3	7.53	0.008334	0.050004
Story2	3.93	0.006372	0.038232
Story1	0.33	0.001639	0.009834
Base	-3.27	0	0

Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 91: Derivas inelásticas estáticas dirección Y Bloque 1C (hotel)



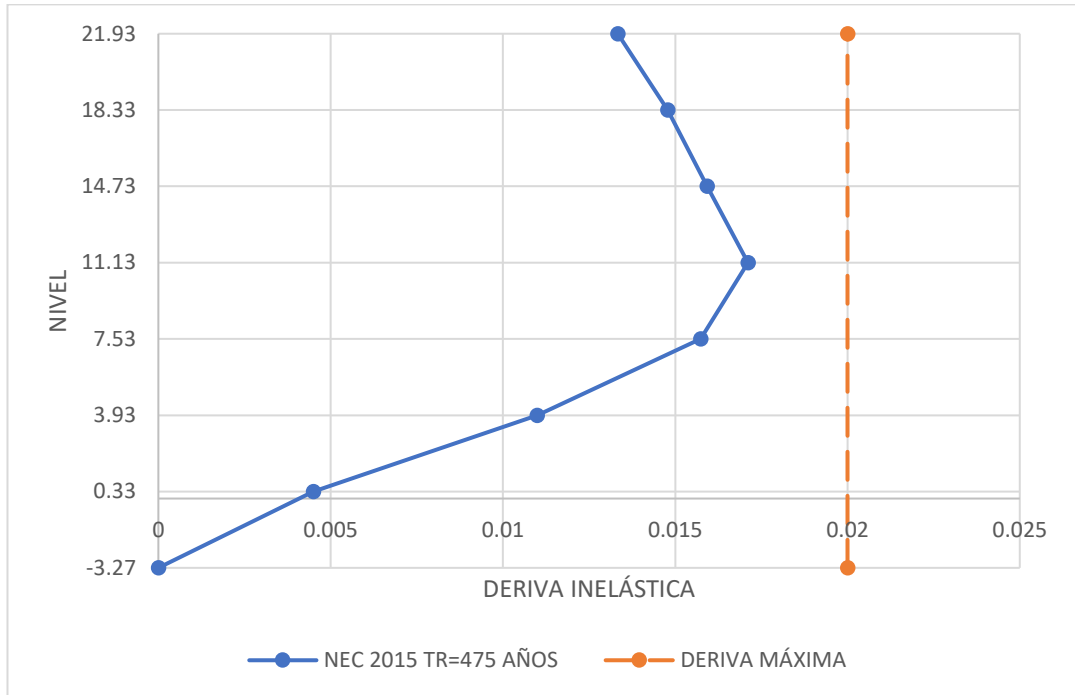
Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 97: Derivas inelásticas dinámicas dirección X Bloque 1C (hotel)

DERIVAS INELÁSTICAS DINÁMICAS DIRECCIÓN X			
Story	Elevación	X-Dir	Δ_M
	m		
Story7	21.93	0.002222	0.013332
Story6	18.33	0.002463	0.014778
Story5	14.73	0.002654	0.015924
Story4	11.13	0.002852	0.017112
Story3	7.53	0.002623	0.015738
Story2	3.93	0.001832	0.010992
Story1	0.33	0.00075	0.0045
Base	-3.27	0	0

Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 92: Derivas inelásticas dinámicas dirección X Bloque 1C (hotel)



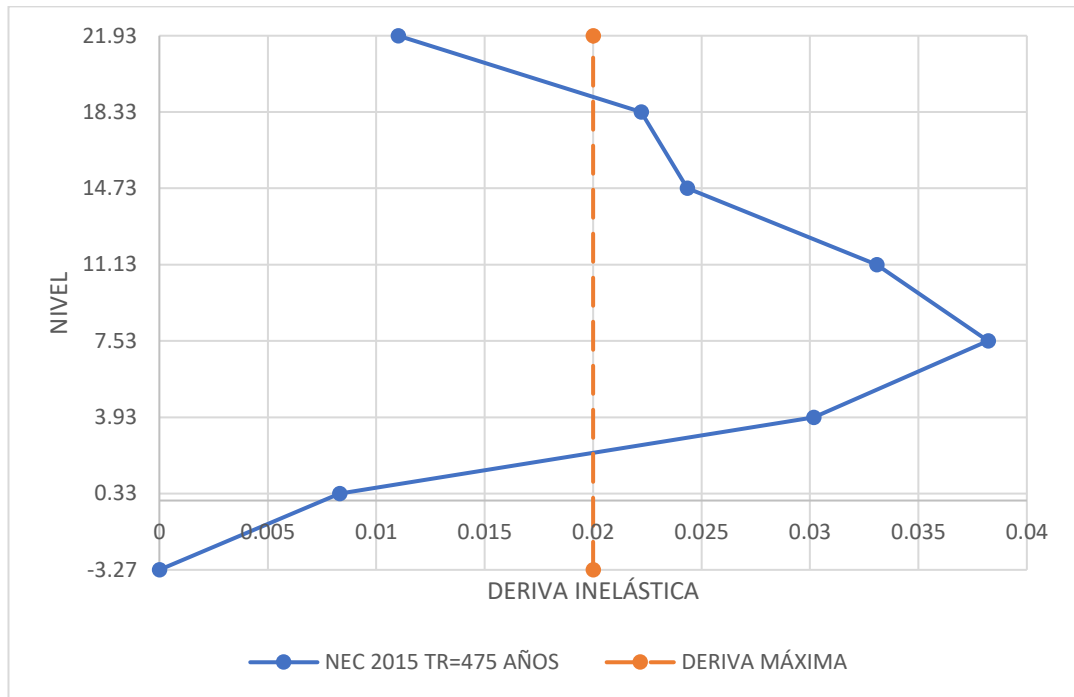
Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 98: Derivas inelásticas dinámicas dirección Y Bloque 1C (hotel)

DERIVAS INELÁSTICAS DINÁMICAS DIRECCIÓN Y			
Story	Elevación	Y-Dir	Δ_M
	m		
Story7	21.93	0.001835	0.01101
Story6	18.33	0.003703	0.022218
Story5	14.73	0.004058	0.024348
Story4	11.13	0.005513	0.033078
Story3	7.53	0.006368	0.038208
Story2	3.93	0.005029	0.030174
Story1	0.33	0.001385	0.00831
Base	-3.27	0	0

Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 93: Derivas inelásticas dinámicas dirección Y Bloque 1C (hotel)



Fuente: ETABS 2016

Como se puede observar, las derivas máximas de los Bloques 1A y 1B sobrepasan las derivas inelásticas establecidas por la NEC 2015 en ambos casos, tanto estático como dinámico en sentido X y Y, siendo la deriva más alta en el N+7.53m con el espectro de la NEC de Tr=475 años, con la deriva más crítica de 7.65% en el Bloque 1A sobrepasando el límite máximo del 2%, por lo que los bloques tienden a desplazarse excesivamente siendo muy flexibles y careciendo de rigidez. En cuanto al bloque 1C cumplen las derivas inelásticas estáticas y dinámicas únicamente en el sentido X, mientras que en el sentido Y se repite el caso de los bloques 1A y 1B anteriormente mencionado.

3.1.2. Análisis de los elementos estructurales

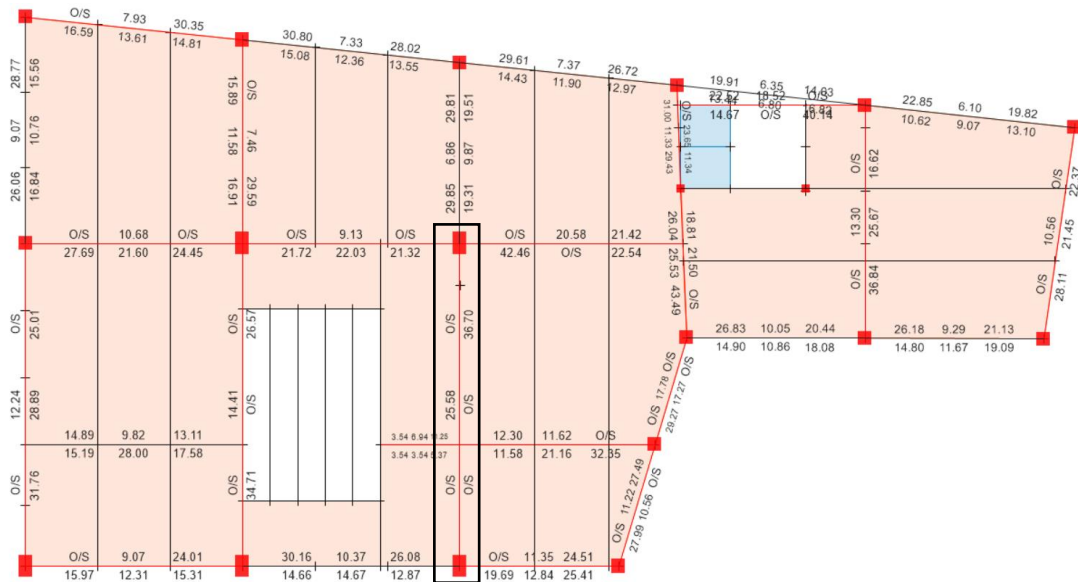
Al revisar el diseño de los elementos estructurales se debe analizar si son capaces de resistir las solicitaciones que establece la Norma Ecuatoriana de la Construcción con el espectro de respuesta con un periodo de retorno de 475 años, para esto se escoge el caso más desfavorable de vigas, columnas y muros en cada bloque 1A, 1B y 1C que produzca las mayores demandas.

3.1.2.1. Análisis en vigas

- **Chequeo a flexión en vigas**

Se realiza el análisis a flexión en vigas para cada bloque 1A, 1B y 1C con la combinación de cargas más desfavorable en este caso con la envolvente de cargas estáticas para obtener los máximos resultados de demanda, determinando la cantidad de acero de refuerzo requerido en la parte superior e inferior de la viga en el sentido que sea más demandada que puede ser X o Y a partir de los resultados obtenidos del software ETABS.

Fig. N° 94: Acero de refuerzo longitudinal en vigas del N+7.53 Bloque 1A (hotel)



Fuente: ETABS 2016

En el Bloque 1A como se muestra en la figura N° 94 en el tercer piso N+7.53 se encuentra la viga tipo V1 más demandada que se ubica en el eje 10' tramo C'-F siendo la viga con mayor cantidad de acero de refuerzo longitudinal requerido, los resultados de diseño para esta sección se observan en la tabla N° 99.

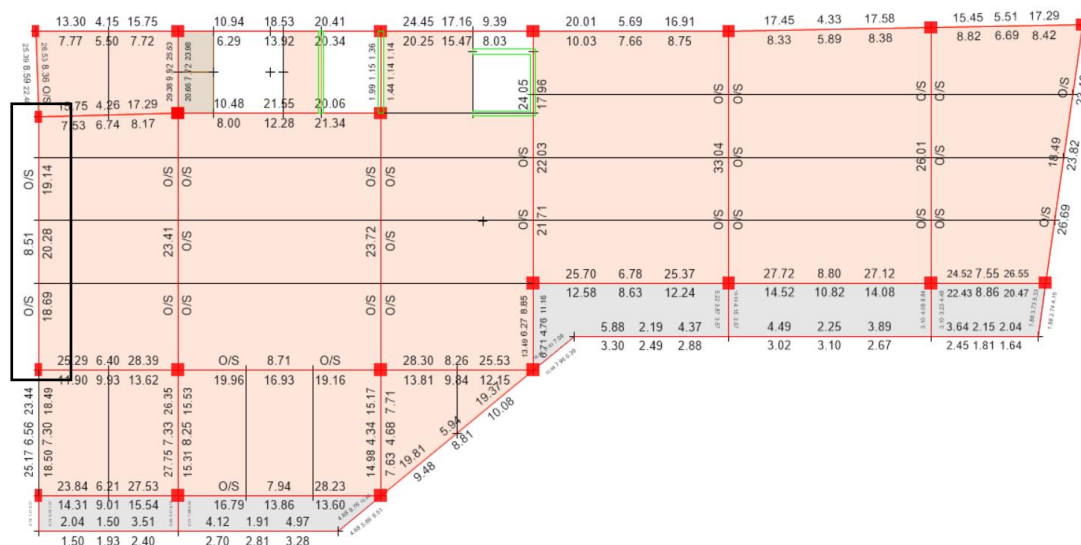
Tabla N° 99: Momento de diseño y armadura de flexión por momento Md, Bloque 1A (hotel)-V1

	Momento de diseño – (ton-m)	Momento de diseño + (ton-m)	Refuerzo momento – (cm ²)	Refuerzo momento + (cm ²)	Refuerzo mínimo (cm ²)	Refuerzo requerido (cm ²)
Superior (+2 ejes)	-59.2284	-	51.53	O/S #2	O/S #2	O/S #2

Inferior (-2 ejes)	-	29.6142	35.80	26.09	4.15	35.80
-----------------------	---	---------	-------	-------	------	-------

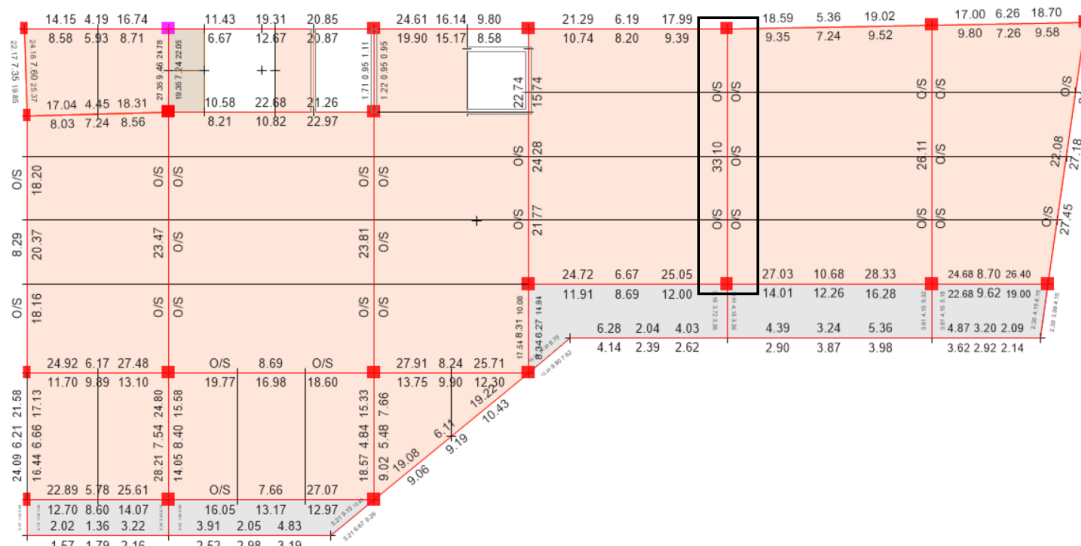
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 95: Acero de refuerzo longitudinal en vigas del N+3.93 Bloque 1B (hotel)



Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 96: Acero de refuerzo longitudinal en vigas del N+7.53 Bloque 1B (hotel)



Fuente: ETABS 2016

El Bloque 1B al tener dos tipos de vigas V1 y V2 se van a evaluar ambas, como se muestran en las figuras N° 95 y 96 en el tercer piso N+7.53 se encuentra la viga más demandada para el caso V1 que se ubica en el eje 12 tramo G-I siendo la viga con

mayor cantidad de acero de refuerzo longitudinal requerido, mientras que para el tipo V2 se encuentra en el segundo piso N+ 3.93 que se ubica en el eje 8 tramo H-I, los resultados de diseño para esta sección se observan en las tablas N° 100 y 101.

Tabla N° 100: Momento de diseño y armadura de flexión por momento Md, Bloque 1B (hotel)-V1

	Momento de diseño – (ton-m)	Momento de diseño + (ton-m)	Refuerzo momento – (cm ²)	Refuerzo momento + (cm ²)	Refuerzo mínimo (cm ²)	Refuerzo requerido (cm ²)
Superior (+2 ejes)	-87.7346	-	76.09	O/S #2	O/S #2	O/S #2
Inferior (-2 ejes)	-	43.8673	62.83	O/S #2	O/S #2	O/S #2

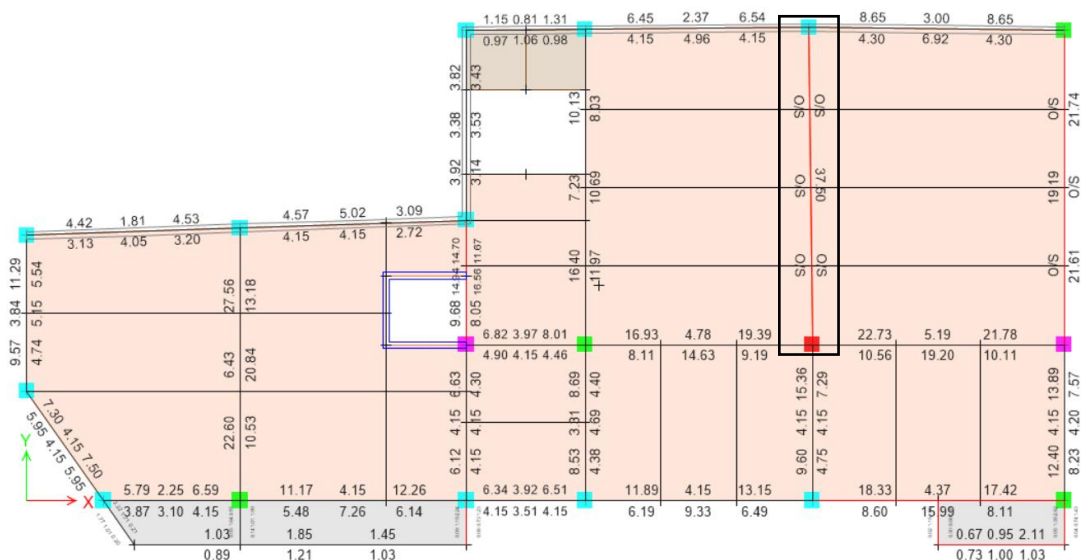
Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 101: Momento de diseño y armadura de flexión por momento Md, Bloque 1B (hotel)-V2

	Momento de diseño – (ton-m)	Momento de diseño + (ton-m)	Refuerzo momento – (cm ²)	Refuerzo momento + (cm ²)	Refuerzo mínimo (cm ²)	Refuerzo requerido (cm ²)
Superior (+2 ejes)	-36.33	-	31.89	O/S #2	O/S #2	O/S #2
Inferior (-2 ejes)	-	18.165	13.99	15.62	4.15	15.62

Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 97: Acero de refuerzo longitudinal en vigas del N+0.33 Bloque 1C (hotel)



Fuente: ETABS 2016

En el Bloque 1C como se muestra en la figura N° 97 en el primer piso N+0.33 se encuentra la viga tipo V1 más demandada que se ubica en el eje 6 tramo H-I' siendo la viga con mayor cantidad de acero de refuerzo longitudinal requerido, los resultados de diseño para esta sección se observan en la tabla N° 102.

Tabla N° 102: Momento de diseño y armadura de flexión por momento Md, Bloque 1C (hotel)-V1

	Momento de diseño – (ton-m)	Momento de diseño + (ton-m)	Refuerzo momento – (cm ²)	Refuerzo momento + (cm ²)	Refuerzo mínimo (cm ²)	Refuerzo requerido (cm ²)
Superior (+2 ejes)	-84.062	-	72.77	O/S #2	O/S #2	O/S #2
Inferior (-2 ejes)	-	42.031	59.52	O/S #2	O/S #2	O/S #2

Fuente: ETABS 2016

Los resultados que arroja el ETABS indican que el refuerzo requerido excede el máximo permitido (O/S #2) esto significa que las secciones son insuficientes para las demandas de carga solicitadas por lo tanto todos los elementos en este caso las vigas presentan un diseño sub-dimensionado, esto se debe a que se consideró un armado mínimo por lo tanto los elementos no soportan las demandas necesarias de la estructura. Por esta razón se determina la sección óptima calculando el momento resistente de la viga ϕM_r para compararlo con el momento de demanda M_d , si el momento resistente es mayor al momento de demanda, la viga cumple con los requisitos a flexión. [8]

$$\phi M_r = \phi A_s * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (Ec. 21)$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} \quad (Ec. 22)$$

$$\phi = 0.90$$

Dónde:

M_r = Momento resistente

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

α = profundidad del bloque equivalente

b = base de la sección

ϕ = factor de reducción de acuerdo a la carga

Tabla N° 103: Sección óptima de viga Bloque 1A (hotel)-V1

SECCIÓN ÓPTIMA DE VIGA		
Base (b)	50.00	cm
Altura (h)	60.00	cm
Ø del estribo	10.00	mm
As(-)	34.36	7 Ø 25mm
Ø varilla (-)	25.00	mm
As(+)	18.85	6 Ø 20mm
Ø varilla (+)	20.00	mm
Recubrimiento (r)	3.00	cm
Peralte (d-)	54.75	cm
Peralte (d+)	55.00	cm
f'c	240.00	kg/cm ²
fy	4200.00	kg/cm ²
As min	9.13	cm ²
As max	33.47	cm ²
a(-)	14.15	cm
a(+)	7.76	cm
Mr(-)	61.92	Ton-m
Mr(+)	34.15	Ton-m
Md(-)	59.23	Ton-m
Mr(-) ≥ Md		Si cumple
Demanda/Capacidad	0.957	
Md(+)	29.61	Ton-m
Mr(+) ≥ Md		Si cumple
Demanda/Capacidad	0.867	

Fuente: Joselyn Chicaiza

Tabla N° 104: Sección óptima de viga Bloque 1B (hotel)-V1

SECCIÓN ÓPTIMA DE VIGA		
Base (b)	50.00	cm
Altura (h)	75.00	cm
Ø del estribo	10.00	mm
As(-)	44.18	9 Ø 25mm
Ø varilla (-)	25.00	mm

As(+)	21.99	7 Ø 20mm
Ø varilla (+)	20.00	mm
Recubrimiento (r)	3.00	cm
Peralte (d-)	69.75	cm
Peralte (d+)	70.00	cm
f _c	240.00	kg/cm ²
f _y	4200.00	kg/cm ²
As min	11.63	cm ²
As max	42.64	cm ²
a(-)	18.19	cm
a(+)	9.05	cm
Mr(-)	101.29	Ton-m
Mr(+)	50.62	Ton-m
Md(-)	87.73	Ton-m
Mr(-) ≥ Md		Si cumple
Demanda/Capacidad	0.866	
Md(+)	43.87	Ton-m
Mr(+)		Si cumple
Demanda/Capacidad	0.867	

Fuente: Joselyn Chicaiza

Tabla N° 105: Sección óptima de viga Bloque 1B (hotel)-V2

SECCIÓN ÓPTIMA DE VIGA		
Base (b)	40.00	cm
Altura (h)	60.00	cm
Ø del estribo	10.00	mm
As(-)	21.05	3 Ø 25mm + 2 Ø 20mm
Ø varilla (-)	25.00	mm
As(+)	10.18	4 Ø 18mm
Ø varilla (+)	18.00	mm
Recubrimiento (r)	3.00	cm
Peralte (d-)	54.75	cm
Peralte (d+)	55.10	cm
f _c	240.00	kg/cm ²
f _y	4200.00	kg/cm ²
As min	7.30	cm ²
As max	26.77	cm ²
a(-)	10.83	cm
a(+)	5.24	cm
Mr(-)	39.25	Ton-m
Mr(+)	19.12	Ton-m
Md(-)	36.33	Ton-m
Mr(-) ≥ Md		Si cumple
Demanda/Capacidad	0.926	

Md(+)	18.17	Ton-m
Mr(+) ≥ Md		Si cumple
Demanda/Capacidad	0.950	

Fuente: Joselyn Chicaiza

Tabla N° 106: Sección óptima de viga Bloque 1C (hotel)-V1

SECCIÓN ÓPTIMA DE VIGA		
Base (b)	50.00	cm
Altura (h)	70.00	cm
Ø del estribo	10.00	mm
As(-)	39.27	8 Ø 25mm
Ø varilla (-)	25.00	mm
As(+)	21.99	7 Ø 20mm
Ø varilla (+)	20.00	mm
Recubrimiento (r)	3.00	cm
Peralte (d-)	64.75	cm
Peralte (d+)	65.00	cm
f'c	240.00	kg/cm ²
fy	4200.00	kg/cm ²
As mín.	10.79	cm ²
As máx.	39.58	cm ²
a(-)	16.17	cm
a(+)	9.05	cm
Mr(-)	84.11	Ton-m
Mr(+)	47.31	Ton-m
Md(-)	84.06	Ton-m
Mr(-) ≥ Md		Si cumple
Demanda/Capacidad	0.999	
Md(+)	42.03	Ton-m
Mr(+) ≥ Md		Si cumple
Demanda/Capacidad	0.888	

Fuente: Joselyn Chicaiza

- **Chequeo a corte en vigas**

Usualmente se determina el valor del acero requerido por cortante con la siguiente expresión que establece la NEC-SE-HM 2015. [33]

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vd}{\phi} - Vc \quad (Ec. 23)$$

$$\phi = 0.75$$

Dónde:

A_v = Área de acero transversal

s = Espaciamiento entre estribos

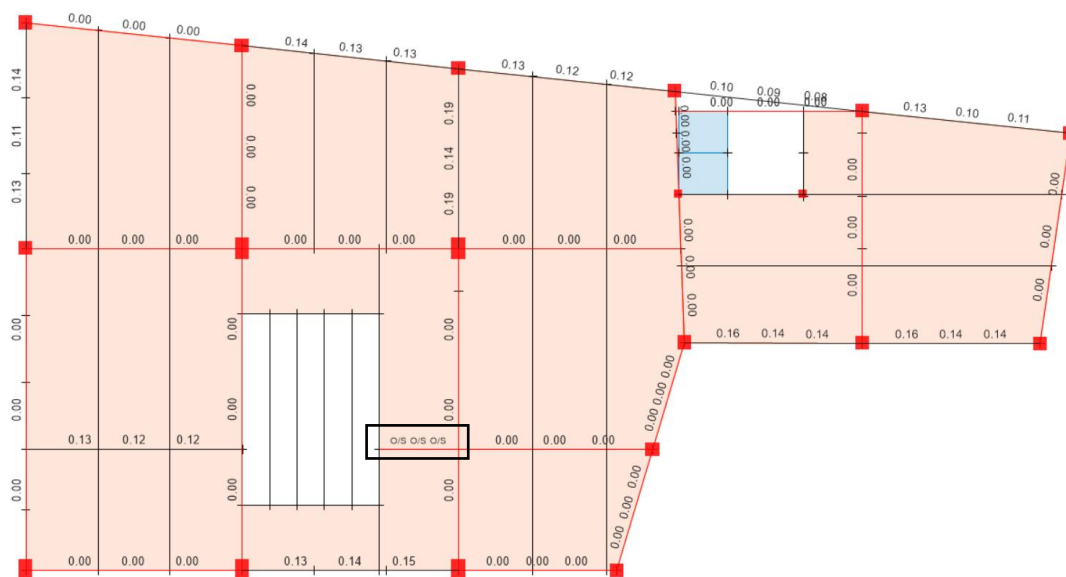
V_d = Cortante de demanda

V_c = Resistencia a corte proporcionado por el concreto

Se va a utilizar esta expresión para el análisis a corte debido a que el ETABS entrega los resultados en función del área de corte y el espaciamiento A_v/s .

Se realiza el análisis a corte en vigas para cada bloque 1A, 1B y 1C con la combinación de cargas más desfavorable en este caso con la envolvente de cargas estáticas para obtener los máximos resultados de demanda, determinando la cantidad de acero de corte en la viga en el sentido que sea más demandada que puede ser X o Y a partir de los resultados obtenidos del software ETABS.

Fig. N° 98: Acero de refuerzo transversal en vigas del N+7.53 Bloque 1A (hotel)



Fuente: ETABS 2016

En el Bloque 1A como se muestra en la figura N° 98 en el tercer piso N+7.53 se encuentra la viga tipo V1 más demandada que se ubica en el eje D'-10' siendo la viga con mayor cantidad de acero de refuerzo transversal requerido, los resultados de diseño para esta sección se observan en la tabla N° 107.

El Bloque 1B al tener dos tipos de vigas V1 y V2 se van a evaluar ambas, como se muestran en las figuras N° 99 y 100 en el tercer piso N+7.53 se encuentra la viga más demandada para el caso V1 que se ubica en el eje I tramo 12-13 siendo la viga con mayor cantidad de acero de refuerzo transversal requerido, mientras que para el tipo V2 se encuentra en el segundo piso N+ 3.93 que se ubica en el eje 8 tramo I'-K, los resultados de diseño para esta sección se observan en las tablas N° 108 y 109.

Tabla N° 108: Diseño de Corte/Torsión para V_{u2} y T_u , Bloque 1B (hotel)-V1

Refuerzo A_v/s (cm^2/m)	Refuerzo A_t/s (cm^2/m)	Diseño V_{u2} (tonf)	Diseño T_u (tonf-m)	Diseño M_{u3} (tonf-m)	Diseño P_u (tonf)
11	8	19.6325	3.4865	2.2605	0

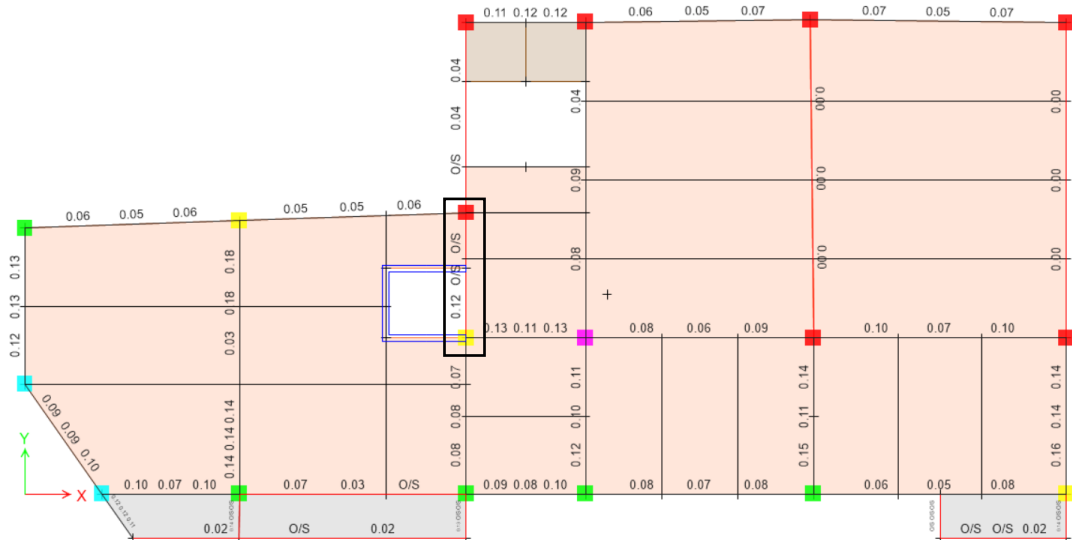
Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 109: Diseño de Corte/Torsión para V_{u2} y T_u , Bloque 1B (hotel)-V2

Refuerzo A_v/s (cm^2/m)	Refuerzo A_t/s (cm^2/m)	Diseño V_{u2} (tonf)	Diseño T_u (tonf-m)	Diseño M_{u3} (tonf-m)	Diseño P_u (tonf)
14	0	12.9138	0.058	-22.3208	0

Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 101: Acero de refuerzo transversal en vigas del N+0.33 Bloque 1C (hotel)



Fuente: ETABS 2016

En el Bloque 1C como se muestra en la figura N° 101 en el segundo piso N+3.93 se encuentra la viga tipo V1 más demandada que se ubica en el eje 4 tramo I-I' siendo la viga con mayor cantidad de acero de refuerzo transversal requerido, los resultados de diseño para esta sección se observan en la tabla N° 110.

Tabla N° 110: Diseño de Corte/Torsión para Vu2 y Tu, Bloque 1C (hotel)-V1

Refuerzo Av/s (cm ² /m)	Refuerzo At/s (cm ² /m)	Diseño Vu2 (tonf)	Diseño Tu (tonf-m)	Diseño Mu3 (tonf-m)	Diseño Pu (tonf)
23	0	20.2631	1.5574	11.8689	0

Fuente: ETABS 2016

A partir de estos resultados se verifica que cumpla con el acero mínimo con la siguiente expresión según la norma ACI 318-14. [33]

$$Av \text{ min} = 0.196 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{fy} \quad (Ec. 24)$$

En ningún caso podrá ser menor que:

$$Av' \text{ min} = 3.5 * \frac{b * s}{fy} \quad (Ec. 25)$$

Además, si las vigas presentan problemas de torsión, el área de acero At/s requerido se deberá sumar con el refuerzo cortante Av/s, en donde Av se define en términos de todas las ramas de un estribo mientras que At se define en términos de una sola rama, para esto se utiliza la expresión de la norma ACI 318-14. [33]

$$\left(\frac{Av + t}{s}\right) = \frac{Av}{s} + 2 \frac{At}{s} \quad (Ec. 26)$$

Dónde:

At = Área de refuerzo para torsión

Tabla N° 111: Análisis a corte en vigas Bloque 1A (hotel)-V1

ANÁLISIS DE CORTE EN VIGAS		
Base (b)	35.00	cm
Altura (h)	40.00	cm
Ø del estribo	10.00	mm
f'c	240.00	kg/cm ²

fy	4200.00	kg/cm2
s	10.00	cm
Av min	0.25	cm2
Av' min	0.29	cm2
Av min \geq Av' min		NO CUMPLE
Av min	0.25	cm2
Av demanda	0.27	cm2
Av min \leq Av demanda		SI CUMPLE
Av/s demanda	13	cm2/m
At/s demanda	7.00	cm2/m
(Av+t/s) demanda	27.00	cm2/m
Av/s real	15.71	cm2/m
Av/s real \geq Av/s demanda		NO CUMPLE

Fuente: Joselyn Chicaiza

Tabla N° 112: Análisis a corte en vigas Bloque 1B (hotel)-V1

ANÁLISIS DE CORTE EN VIGAS		
Base (b)	35.00	cm
Altura (h)	40.00	cm
Ø del estribo	10.00	mm
fc	240.00	kg/cm2
fy	4200.00	kg/cm2
s	10.00	cm
Av min	0.25	cm2
Av' min	0.29	cm2
Av min \geq Av' min		NO CUMPLE
Av min	0.25	cm2
Av demanda	0.27	cm2
Av min \leq Av demanda		SI CUMPLE
Av/s demanda	11	cm2/m
At/s demanda	8.00	cm2/m
(Av+t/s) demanda	27.00	cm2/m
Av/s real	15.71	cm2/m
Av/s real \geq Av/s demanda		NO CUMPLE

Fuente: Joselyn Chicaiza

Tabla N° 113: Análisis a corte en vigas Bloque 1B (hotel)-V2

ANÁLISIS DE CORTE EN VIGAS		
Base (b)	30.00	cm
Altura (h)	40.00	cm
Ø del estribo	10.00	mm
fc	240.00	kg/cm2
fy	4200.00	kg/cm2

s	10.00	cm
Av min	0.22	cm ²
Av' min	0.25	cm ²
Av min ≥ Av' min		NO CUMPLE
Av min	0.22	cm ²
Av demanda	0.14	cm ²
Av min ≤ Av demanda		NO CUMPLE
Av/s demanda	14	cm ² /m
At/s demanda	0.00	cm ² /m
(Av+t/s) demanda	14.00	cm ² /m
Av/s real	15.71	cm ² /m
Av/s real ≥ Av/s demanda		CUMPLE

Fuente: Joselyn Chicaiza

Tabla N° 114: Análisis a corte en vigas Bloque 1C (hotel)-V1

ANÁLISIS DE CORTE EN VIGAS		
Base (b)	35.00	cm
Altura (h)	40.00	cm
Ø del estribo	10.00	mm
f _c	240.00	kg/cm ²
f _y	4200.00	kg/cm ²
s	10.00	cm
Av min	0.25	cm ²
Av' min	0.29	cm ²
Av min ≥ Av' min		NO CUMPLE
Av min	0.25	cm ²
Av demanda	0.23	cm ²
Av min ≤ Av demanda		NO CUMPLE
Av/s demanda	23	cm ² /m
At/s demanda	0.00	cm ² /m
(Av+t/s) demanda	23.00	cm ² /m
Av/s real	15.71	cm ² /m
Av/s real ≥ Av/s demanda		NO CUMPLE

Fuente: Joselyn Chicaiza

Como se observa en las tablas anteriores las vigas más demandadas de acero transversal que fueron tomadas para el análisis presentan problemas a corte, debido a que el cortante de demanda excede el cortante resistente de la viga, ya que no cumplen con el acero mínimo establecido por la ACI 318-14, además de presentar problemas a torsión como en el Bloque 1A y 1B para las vigas tipo V1, en donde se adiciono el área de acero de torsión al área de corte como lo establece la norma anteriormente

mencionada, sin embargo estos mismos cumplen con que el acero mínimo de corte sea menor o igual al acero de demanda necesario.

- **Chequeo a torsión en vigas**

Para despreciar los efectos de la torsión en vigas se debe cumplir el siguiente caso que establece la NEC 2015 con la siguiente expresión.

$$T_u < \phi T_{th} \quad (Ec. 27)$$

$$\phi = 0.75$$

Dónde:

T_{th} = El umbral de torsión

T_u = Resistencia a la torsión en condiciones últimas

T_{cr} = Torsión de fisuración

A_o = Área total encerrada por la trayectoria del flujo del cortante torsional

P_h = Perímetro exterior de la sección transversal de hormigón

Se analizarán las mismas vigas que se analizaron a corte obteniendo los siguientes resultados de torsión proporcionados por el ETABS.

Tabla N° 115: Capacidad de Torsión Bloque 1A (hotel) - V1

T_u (tonf-m)	ϕT_{th} (tonf-m)	ϕT_{cr} (tonf-m)	Área A_o (m ²)	Perímetro, P_h (m)
2.9499	0.4061	1.6245	0.069	1.1444

Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 116: Capacidad de Torsión Bloque 1B (hotel) - V1

T_u (tonf-m)	ϕT_{th} (tonf-m)	ϕT_{cr} (tonf-m)	Área A_o (m ²)	Perímetro, P_h (m)
3.4865	0.546	2.184	0.069	1.1444

Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 117: Capacidad de Torsión Bloque 1B (hotel) - V2

T_u (tonf-m)	ϕT_{th} (tonf-m)	ϕT_{cr} (tonf-m)	Área A_o (m ²)	Perímetro, P_h (m)

0.058	0.3356	1.3424	0.056	1.0444
-------	--------	--------	-------	--------

Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 118: Capacidad de Torsión Bloque 1C (hotel) - V1

T_u (tonf-m)	$\emptyset T_{th}$ (tonf-m)	$\emptyset T_{cr}$ (tonf-m)	Área A_o (m ²)	Perímetro, P_h (m)
1.5574	0.4115	1.646	0.069	1.1444

Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 119: Análisis a torsión en vigas (hotel)

BLOQUE 1A (hotel)-V1		
T_u (ton-m)	$\emptyset T_{th}$ (ton-m)	$T_u < \emptyset T_{th}$
2.9499	0.4061	NO CUMPLE
BLOQUE 1B (hotel)-V1		
T_u (ton-m)	$\emptyset T_{th}$ (ton-m)	$T_u < \emptyset T_{th}$
3.4865	0.546	NO CUMPLE
BLOQUE 1B (hotel)-V2		
T_u (ton-m)	$\emptyset T_{th}$ (ton-m)	$T_u < \emptyset T_{th}$
0.058	0.3356	CUMPLE
BLOQUE 1C (hotel)-V1		
T_u (ton-m)	$\emptyset T_{th}$ (ton-m)	$T_u < \emptyset T_{th}$
1.5574	0.4115	NO CUMPLE

Fuente: Joselyn Chicaiza

Como se observa en la tabla N° 119, los efectos de torsión se desprecian en el Bloque 1B para el caso de las vigas tipo V2, por lo tanto no se requiere armadura, sin embargo los demás bloques y casos no cumplen con este chequeo a torsión por lo que se necesitaría incrementar sección en los demás casos de viga.

3.1.2.2. Análisis en columnas

- Chequeo a flexo-compresión en columnas

En la siguiente tabla N° 120 se encuentran los tipos de columnas existentes que se encuentran armadas con un acero mínimo de acuerdo a las especificaciones de la NEC 2015, excepto la viga tipo C1 en la cual si se pudo verificar el armado existente en la inspección visual de la edificación. Se verificó que la cuantía de acero cumpla con los límites establecidos con la Ec. 4, a continuación, se muestra un resumen de los tipos de columnas.

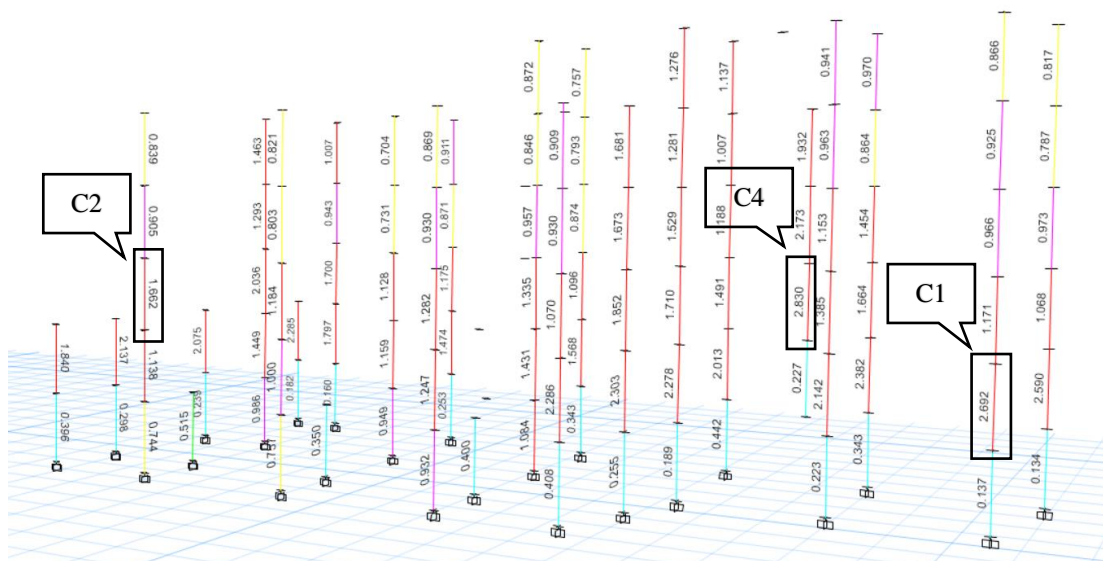
Tabla N° 120: Tipos de columnas existentes

Tipos de columnas existentes			
Elemento	Dimensiones	Área de acero cm ²	Cuantía de acero %
C1	50X50cm	37.7	1.51
C2	50X80cm	43.1	1.08
C3	30X50cm	15.21	1.01
C4	30X30cm	9.05	1.01

Fuente: Joselyn Chicaiza

Las cuatro columnas serán analizadas con el diagrama de iteraciones, en donde se escogerá la más crítica dentro de los tres bloques de la edificación 1A, 1B y 1C y se van a evaluar con la curva reducida por los factores ϕ de reducción que dependen del tipo de carga y del tipo de estribo, por lo que si los valores que se obtienen para cada combinación de carga se encuentran dentro de los límites de la curva reducida cumplen con las demandas de cargas, mientras que si se encuentran fuera, la columna no puede resistir las demandas solicitadas por lo tanto se encuentra sobre-esforzada.

Fig. N° 102: Relación demanda/capacidad en columnas Bloque 1A (hotel)

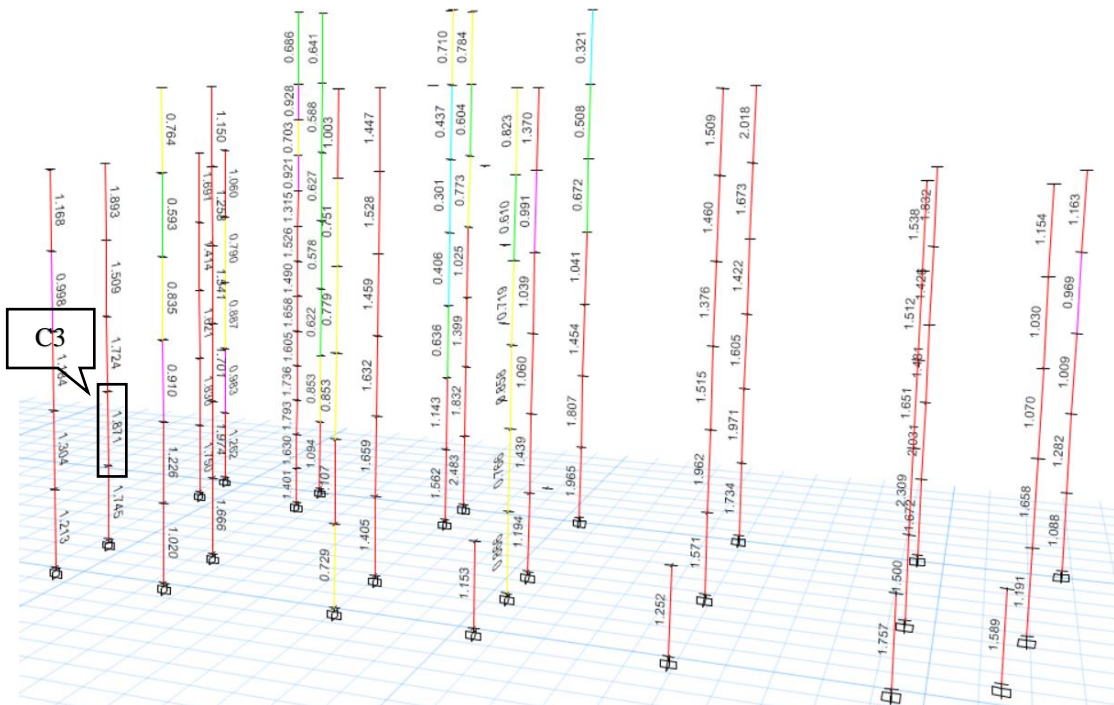


Fuente: ETABS 2016

En el bloque 1A es en donde se encuentran las columnas más demandadas a partir de la relación demanda/capacidad que superan la unidad para los tipos C1, C2 y C4, por lo que se procede a evaluar las tres columnas como las más críticas dentro de toda la edificación.

En cuanto al tipo de columna tipo C3, esta solo se encuentra dentro del Bloque 1B por lo tanto se escogerá la más crítica de este tipo de columna para evaluar.

Fig. N° 103: Relación demanda/capacidad en columnas Bloque 1B (hotel)



Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 121: Puntos para el diagrama de iteración en columna C1, sentido X-Y (hotel)

DIAGRAMA DE ITERACIÓN Ø Pn - Ø Mn			DIAGRAMA DE ITERACIÓN Pn - Mn		
P (tonf)	M2-Y(tonf-m)	M3-X(tonf-m)	P (tonf)	M2-Y(tonf-m)	M3-X(tonf-m)
343.5459	0	0	708.2233	0	0
343.5459	0	13.6096	489.0821	0	36.4952
313.8622	0	20.9569	421.1275	0	45.29
265.2607	0	26.7343	386.8914	0	47.8356
212.6876	0	31.1247	323.1589	0	51.0048
151.0033	0	34.7078	230.0965	0	54.5936
128.2729	0	39.1501	175.9635	0	54.1402

93.8255	0	42.5195	141.919	0	51.3953
22.7249	0	33.4359	32.1036	0	34.8156
-49.0199	0	19.8379	-100.73	0	11.5254
-142.5211	0	0	-158.3568	0	0

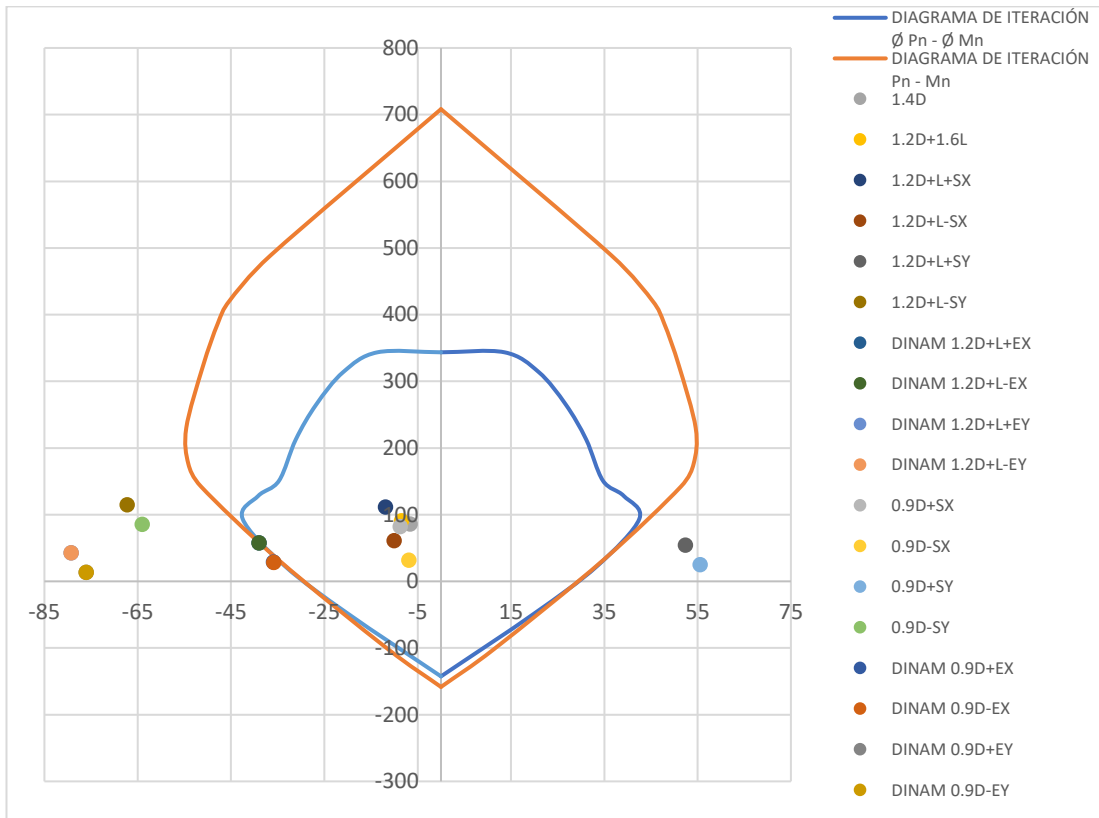
Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 122: Casos de cargas actuantes en columna C1 (hotel)

CASOS DE CARGAS EN COLUMNAS			
COMBO	P (tonf)	M2-Y (tonf-m)	M3-X (tonf-m)
1.4D	86.0649	-6.6061	-2.6026
1.2D+1.6L	90.8358	-8.4749	-2.7469
1.2D+L+SX	111.2728	-11.905	36.6251
1.2D+L-SX	60.9197	-10.0568	-39.2171
1.2D+L+SY	54.2242	52.402	-1.6397
1.2D+L-SY	114.648	-67.2424	-3.467
DINAM 1.2D+L+EX	57.7102	-39.0239	-46.7636
DINAM 1.2D+L-EX	57.7102	-39.0239	-46.7636
DINAM 1.2D+L+EY	42.5809	-79.2426	-20.1928
DINAM 1.2D+L-EY	42.5809	-79.2426	-20.1928
0.9D+SX	82.1642	-8.7316	37.1475
0.9D-SX	31.811	-6.8834	-38.6946
0.9D+SY	25.1155	55.5754	0.7595
0.9D-SY	85.5394	-64.0689	-2.5867
DINAM 0.9D+EX	28.6016	-35.8504	-46.2412
DINAM 0.9D-EX	28.6016	-35.8504	-46.2412
DINAM 0.9D+EY	13.4723	-76.0691	-19.6703
DINAM 0.9D-EY	13.4723	-76.0691	-19.6703

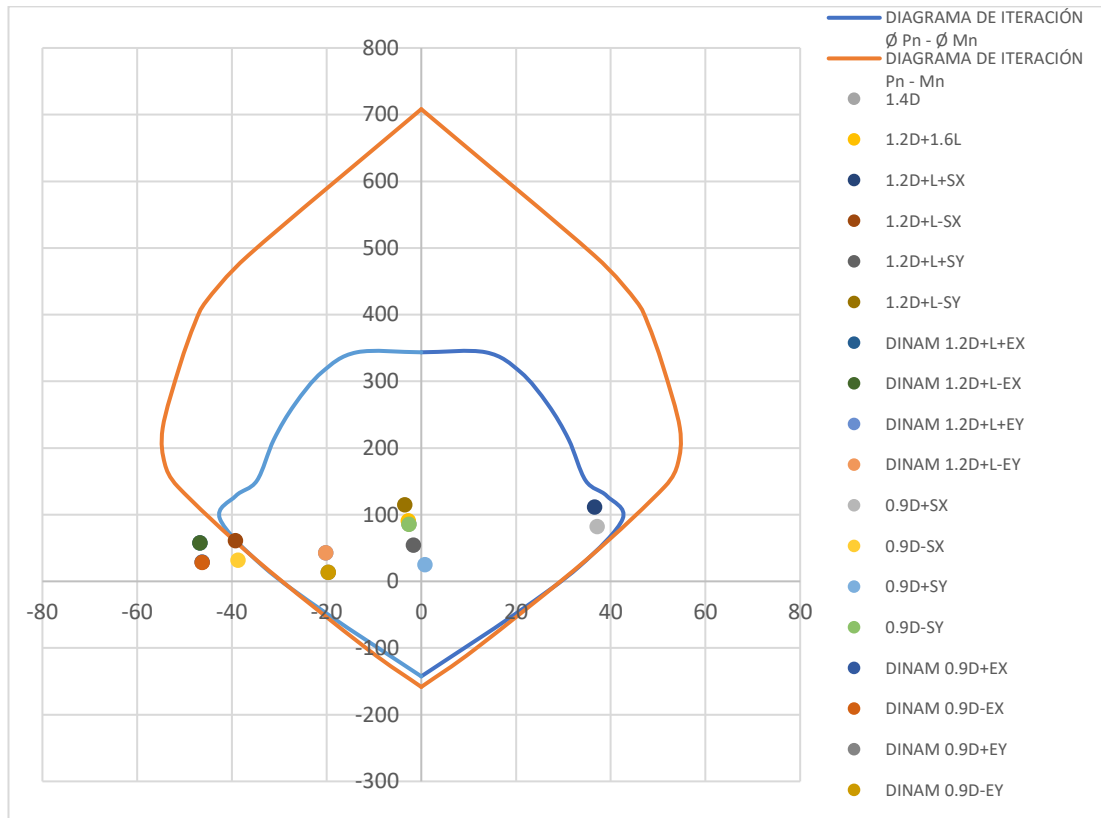
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 104: Diagrama de iteraciones en columna C1, sentido Y (hotel)



Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 105: Diagrama de iteraciones en columna C1, sentido X (hotel)



Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 123: Puntos para el diagrama de iteración en columna C2, sentido Y (hotel)

DIAGRAMA DE ITERACIÓN Ø Pn - Ø Mn			DIAGRAMA DE ITERACIÓN Pn - Mn		
P (tonf)	M2-Y(tonf-m)	M3-X(tonf-m)	P (tonf)	M2-Y(tonf-m)	M3-X(tonf-m)
513.895	0	0	1064.6852	0	0
513.895	19.2978	0	745.8112	53.6597	0
477.6442	30.5229	0	643.4998	66.8487	0
406.3177	38.9364	0	596.3362	69.8573	0
328.8423	44.9992	0	504.6409	73.5937	0
242.6269	49.1749	0	369.3555	77.4715	0
209.9293	55.2214	0	287.3714	76.8496	0
164.687	59.1149	0	243.1147	72.4015	0
69.8066	46.4114	0	90.8482	48.243	0
-37.7964	26.8836	0	-116.182	13.0103	0
-162.9482	0	0	-181.0536	0	0

Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 124: Puntos para el diagrama de iteración en columna C2, sentido X (hotel)

DIAGRAMA DE ITERACIÓN Ø Pn - Ø Mn			DIAGRAMA DE ITERACIÓN Pn - Mn		
P (tonf)	M2-Y(tonf-m)	M3-X(tonf-m)	P (tonf)	M2-Y(tonf-m)	M3-X(tonf-m)
513.895	0	0	1064.6852	0	0
513.895	0	31.877	747.1366	0	88.0549
479.9702	0	49.7984	643.5804	0	110.2562
411.3076	0	63.5723	599.4363	0	115.2703
336.7836	0	73.9093	520.2493	0	121.6626
254.635	0	81.5263	400.5881	0	128.1679
222.3257	0	92.3788	292.9943	0	127.3708
176.2215	0	99.6848	254.9597	0	121.9422
90.5617	0	83.138	127.165	0	90.6959
-9.3278	0	54.658	-84.7333	0	33.7652
-162.9482	0	0	-181.0536	0	0

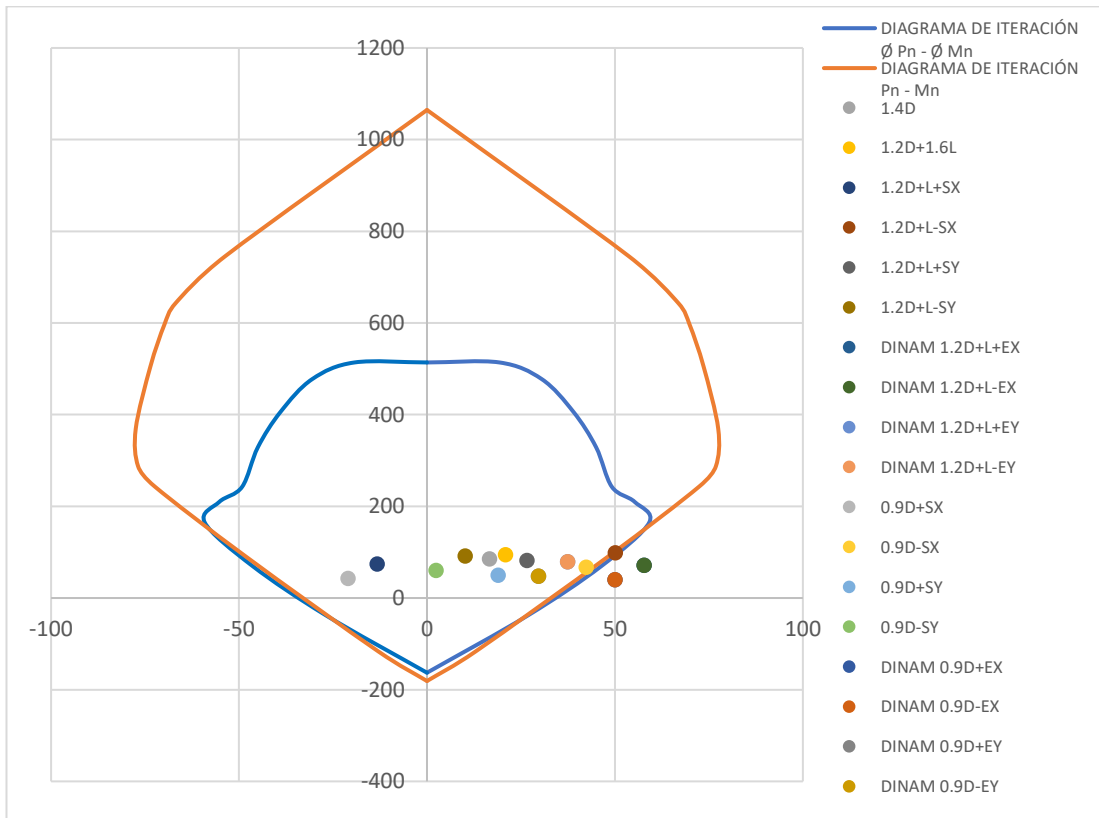
Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 125: Casos de cargas actuantes en columna C2 (hotel)

CASOS DE CARGAS EN COLUMNAS			
COMBO	P (tonf)	M2-Y (tonf-m)	M3-X (tonf-m)
1.4D	85.6753	16.6009	-23.3588
1.2D+1.6L	94.3682	20.9129	-26.9252
1.2D+L+SX	74.4995	-13.2607	-28.6825
1.2D+L-SX	98.5377	50.0739	-19.9904
1.2D+L+SY	81.435	26.641	37.174
1.2D+L-SY	91.6022	10.1722	-85.8469
DINAM 1.2D+L+EX	71.4344	57.7438	-50.0403
DINAM 1.2D+L-EX	71.4344	57.7438	-50.0403
DINAM 1.2D+L+EY	78.8055	37.38	-98.7981
DINAM 1.2D+L-EY	78.8055	37.38	-98.7981
0.9D+SX	43.0579	-20.9952	-19.3624
0.9D-SX	67.096	42.3393	-10.6704
0.9D+SY	49.9934	18.9064	46.4941
0.9D-SY	60.1606	2.4376	-76.5269
DINAM 0.9D+EX	39.9928	50.0092	-40.7202
DINAM 0.9D-EX	39.9928	50.0092	-40.7202
DINAM 0.9D+EY	47.3649	29.6455	-89.478
DINAM 0.9D-EY	47.3649	29.6455	-89.478

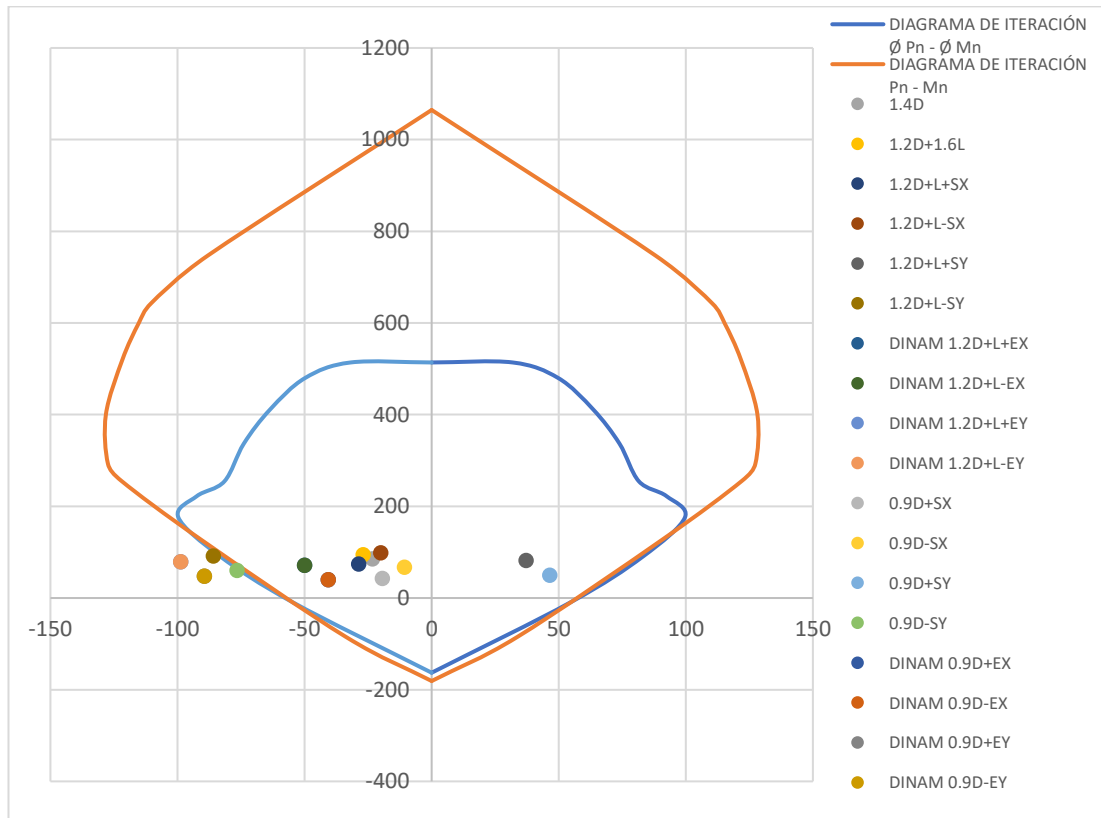
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 106: Diagrama de iteraciones en columna C2, sentido Y (hotel)



Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 107: Diagrama de iteraciones en columna C2, sentido X (hotel)



Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 126: Puntos para el diagrama de iteración en columna C3, sentido Y (hotel)

DIAGRAMA DE ITERACIÓN $\emptyset P_n - \emptyset M_n$			DIAGRAMA DE ITERACIÓN $P_n - M_n$		
P (tonf)	M2-Y(tonf-m)	M3-X(tonf-m)	P (tonf)	M2-Y(tonf-m)	M3-X(tonf-m)
222.5797	0	0	456.4198	0	0
222.5797	5.2544	0	310.0348	13.5926	0
198.1284	7.9414	0	268.6122	16.5425	0
163.9688	10.1431	0	237.73	17.7422	0
124.7546	11.82	0	181.3553	19.0287	0
72.7926	12.8993	0	104.5517	20.4336	0
53.7917	13.7162	0	85.283	19.3955	0
19.0629	13.7493	0	44.8605	16.6358	0
-25.0041	9.7777	0	-41.2546	8.2515	0
-93.1422	3.074	0	-128.268	0	0
-115.4412	0	0	-128.268	0	0

Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 127: Puntos para el diagrama de iteración en columna C3, sentido X (hotel)

DIAGRAMA DE ITERACIÓN Ø Pn - Ø Mn			DIAGRAMA DE ITERACIÓN Pn - Mn		
P (tonf)	M2-Y(tonf-m)	M3-X(tonf-m)	P (tonf)	M2-Y(tonf-m)	M3-X(tonf-m)
222.5797	0	0	456.4198	0	0
222.5797	0	8.6553	313.4678	0	22.4287
201.1444	0	12.979	270.4336	0	27.5765
169.3172	0	16.4359	245.194	0	29.2069
132.6539	0	19.1559	199.2025	0	31.2509
89.3845	0	21.3942	132.2487	0	33.6198
66.6544	0	24.316	93.9179	0	33.6967
33.9619	0	25.5963	60.2154	0	30.9027
-14.8299	0	19.3689	-13.7818	0	19.9135
-67.4889	0	10.0592	-102.1906	0	4.9808
-115.4412	0	0	-128.268	0	0

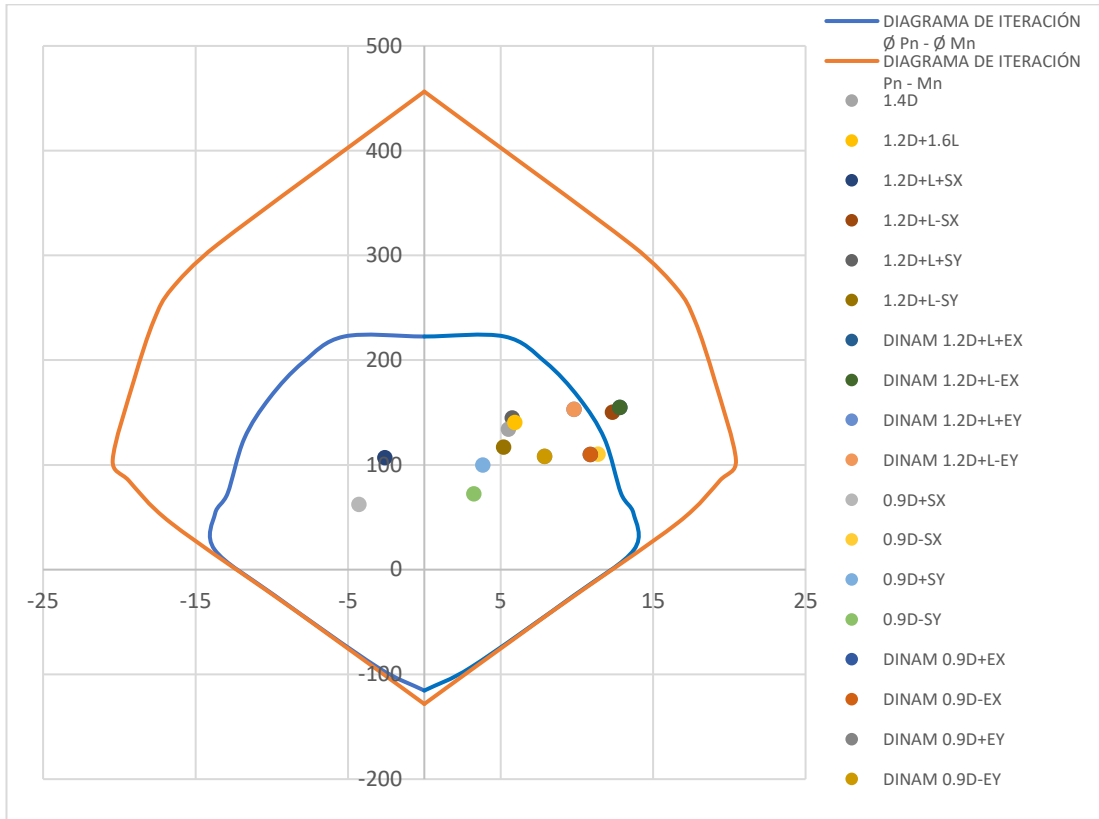
Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 128: Casos de cargas actuantes en columna C3 (hotel)

CASOS DE CARGAS EN COLUMNAS			
COMBO	P (tonf)	M2-Y (tonf-m)	M3-X (tonf-m)
1.4D	134.0532	5.5082	-13.8548
1.2D+1.6L	140.6259	5.9407	-14.8115
1.2D+L+SX	106.9561	-2.5926	-18.0566
1.2D+L-SX	150.2448	12.3279	-11.6955
1.2D+L+SY	144.8023	5.7738	-4.3788
1.2D+L-SY	117.1572	5.1931	-23.4227
DINAM 1.2D+L+EX	154.8099	12.8237	-24.4598
DINAM 1.2D+L-EX	154.8099	12.8237	-24.4598
DINAM 1.2D+L+EY	152.9883	9.8236	-29.6302
DINAM 1.2D+L-EY	152.9883	9.8236	-29.6302
0.9D+SX	62.1535	-4.2987	-13.2527
0.9D-SX	110.2007	11.3806	-4.5606
0.9D+SY	99.9996	3.8313	3.024
0.9D-SY	72.3545	3.2506	-18.6188
DINAM 0.9D+EX	110.0073	10.8813	-19.6559
DINAM 0.9D-EX	110.0073	10.8813	-19.6559
DINAM 0.9D+EY	108.1856	7.8811	-24.8263
DINAM 0.9D-EY	108.1856	7.8811	-24.8263

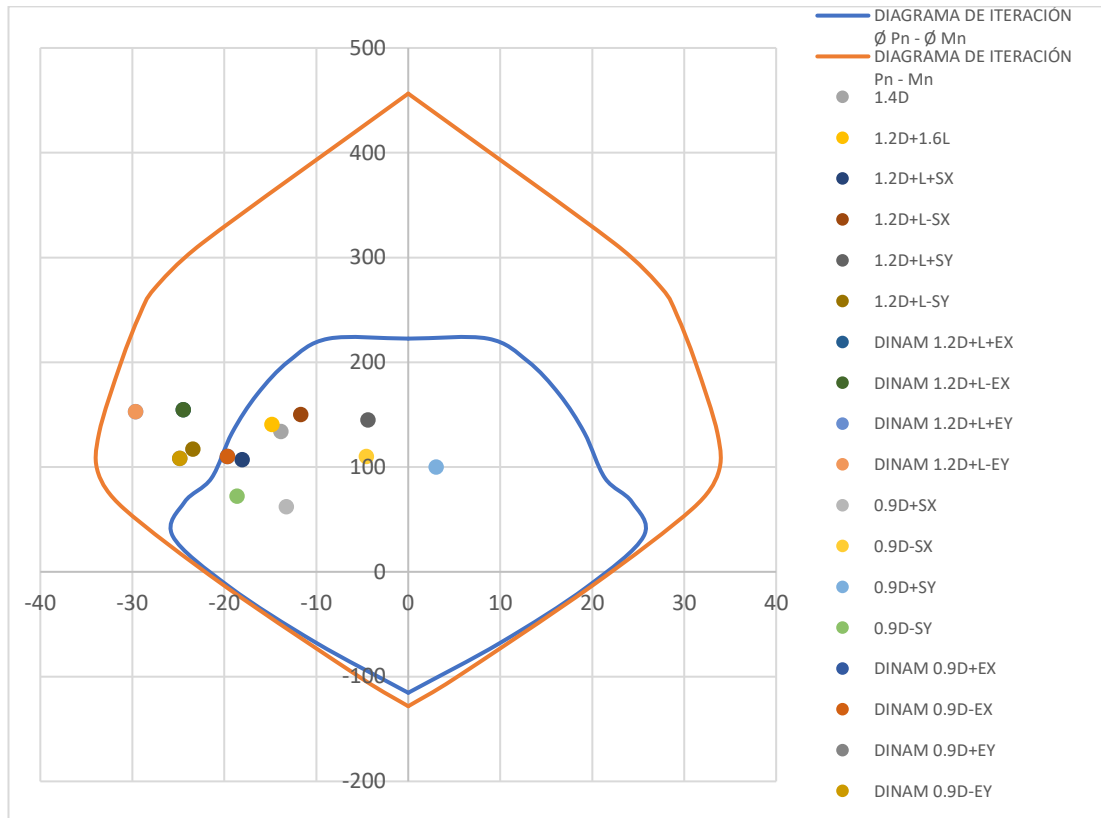
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 108: Diagrama de iteraciones en columna C3, sentido Y (hotel)



Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 109: Diagrama de iteraciones en columna C3, sentido X (hotel)



Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 129: Puntos para el diagrama de iteración en columna C4, sentido X-Y (hotel)

DIAGRAMA DE ITERACIÓN $\emptyset P_n - \emptyset M_n$			DIAGRAMA DE ITERACIÓN $P_n - M_n$		
P (tonf)	M2-Y(tonf-m)	M3-X(tonf-m)	P (tonf)	M2-Y(tonf-m)	M3-X(tonf-m)
114.273	0	0	236.9641	0	0
114.273	0	2.518	165.3033	0	6.9785
105.412	0	3.9874	143.0543	0	8.6223
88.6594	0	5.0922	130.9484	0	9.0027
70.6069	0	5.8233	107.0813	0	9.4403
50.5063	0	6.2589	70.4139	0	9.9253
43.3083	0	6.7697	63.0526	0	9.5997
29.8047	0	6.9437	47.1178	0	8.5702
10.6183	0	5.2365	9.2267	0	4.7982
-17.1236	0	2.2442	-34.6941	0	0.344
-34.2014	0	0	-38.0016	0	0

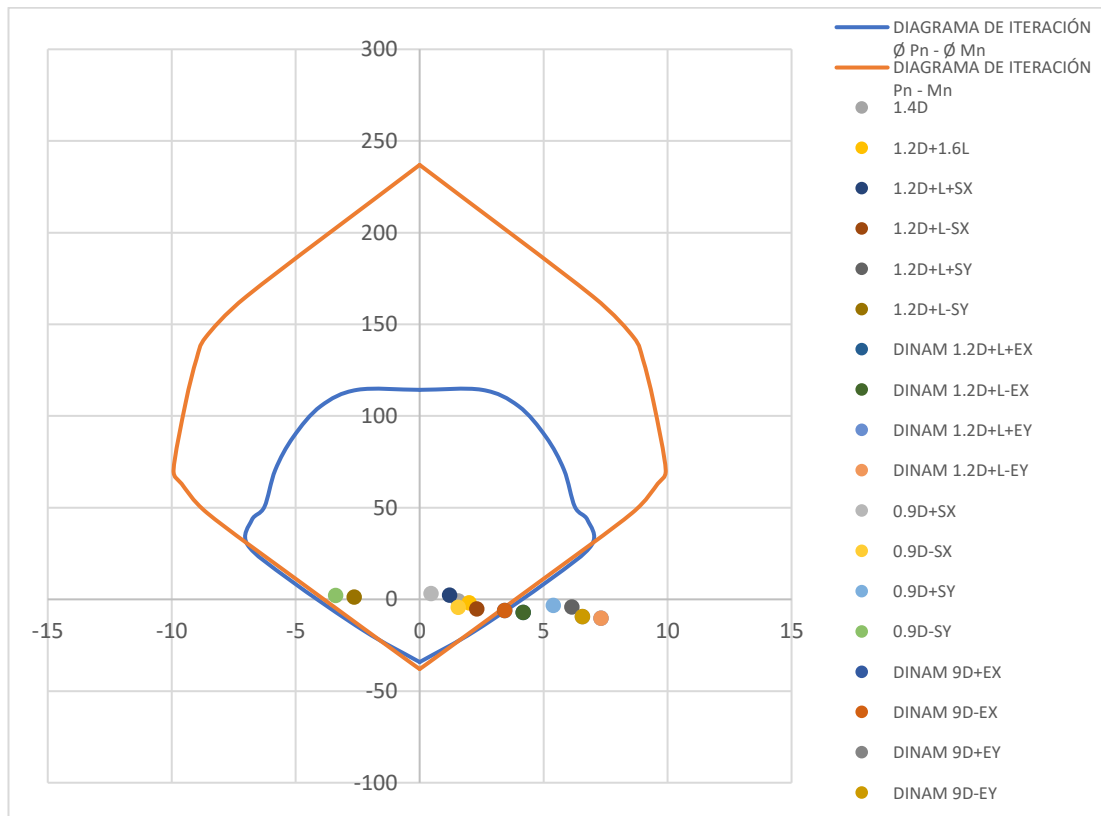
Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 130: Casos de cargas actuantes en columna C4 (hotel)

CASOS DE CARGAS EN COLUMNAS			
COMBO	P (tonf)	M2-Y (tonf-m)	M3-X (tonf-m)
1.4D	-0.813	1.5592	0.3612
1.2D+1.6L	-1.9615	1.9992	1.1103
1.2D+L+SX	2.2409	1.2021	9.5016
1.2D+L-SX	-5.2154	2.2992	-7.8815
1.2D+L+SY	-4.2206	6.1447	-3.31
1.2D+L-SY	1.246	-2.6434	4.9301
DINAM 1.2D+L+EX	-7.079	4.1725	10.1782
DINAM 1.2D+L-EX	-7.079	4.1725	10.1782
DINAM 1.2D+L+EY	-10.344	7.3145	8.3569
DINAM 1.2D+L-EY	-10.344	7.3145	8.3569
0.9D+SX	3.2055	0.4538	8.9237
0.9D-SX	-4.2508	1.5509	-8.4594
0.9D+SY	-3.2559	5.3964	-3.8879
0.9D-SY	2.2106	-3.3917	4.3522
DINAM 9D+EX	-6.1143	3.4242	9.6004
DINAM 9D-EX	-6.1143	3.4242	9.6004
DINAM 9D+EY	-9.3793	6.5662	7.7791
DINAM 9D-EY	-9.3793	6.5662	7.7791

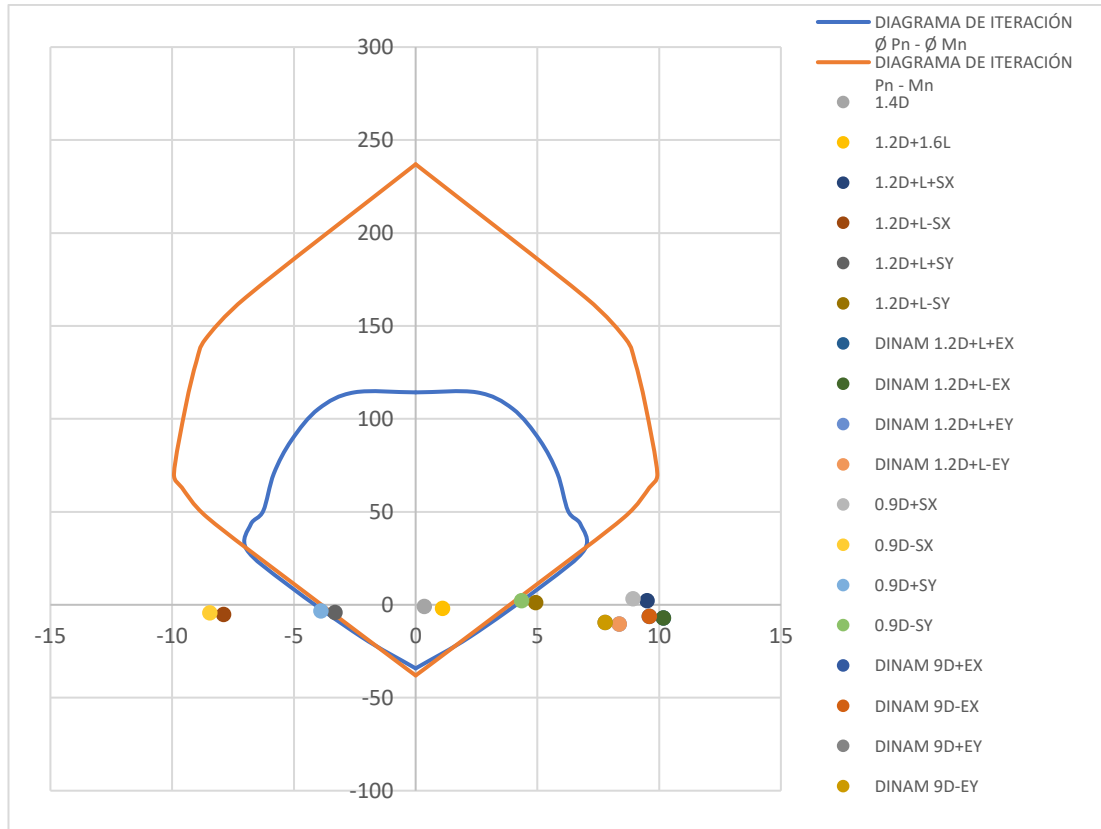
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 110: Diagrama de iteraciones en columna C4, sentido Y (hotel)



Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 111: Diagrama de iteraciones en columna C4, sentido X (hotel)



Fuente: ETABS 2016

- **Chequeo a corte en columnas**

El análisis a corte de las columnas se realizará en las mismas que fueron escogidas para ser analizadas a flexo-compresión por ser las más críticas dentro de los tres bloques 1A, 1B y 1C, para lo cual se va a chequear que el acero real a cortante de la columna sea mayor al acero de demanda de corte obtenido por el ETABS en ambos sentidos X y Y.

Tabla N° 131: Análisis a corte de columnas sentido X (hotel)

ANÁLISIS A CORTE SENTIDO X		
COLUMNA C1 50x50cm		
Ø del estribo	10.00	mm
s	12.00	cm
Av/s real	26.18	cm ² /m
Av/s demanda	22.00	cm ² /m
Av/s real ≥ Av/s demanda	CUMPLE	

COLUMNA C2 50x80cm		
Ø del estribo	10.00	mm
s	10.80	cm
Av/s real	36.36	cm ² /m
Av/s demanda	20.00	cm ² /m
Av/s real ≥ Av/s demanda	CUMPLE	
COLUMNA C3 30x50cm		
Ø del estribo	10.00	mm
s	10.00	cm
Av/s real	23.56	cm ² /m
Av/s demanda	4.00	cm ² /m
Av/s real ≥ Av/s demanda	CUMPLE	
COLUMNA C4 30x30cm		
Ø del estribo	10.00	mm
s	10.00	cm
Av/s real	31.42	cm ² /m
Av/s demanda	6.00	cm ² /m
Av/s real ≥ Av/s demanda	CUMPLE	

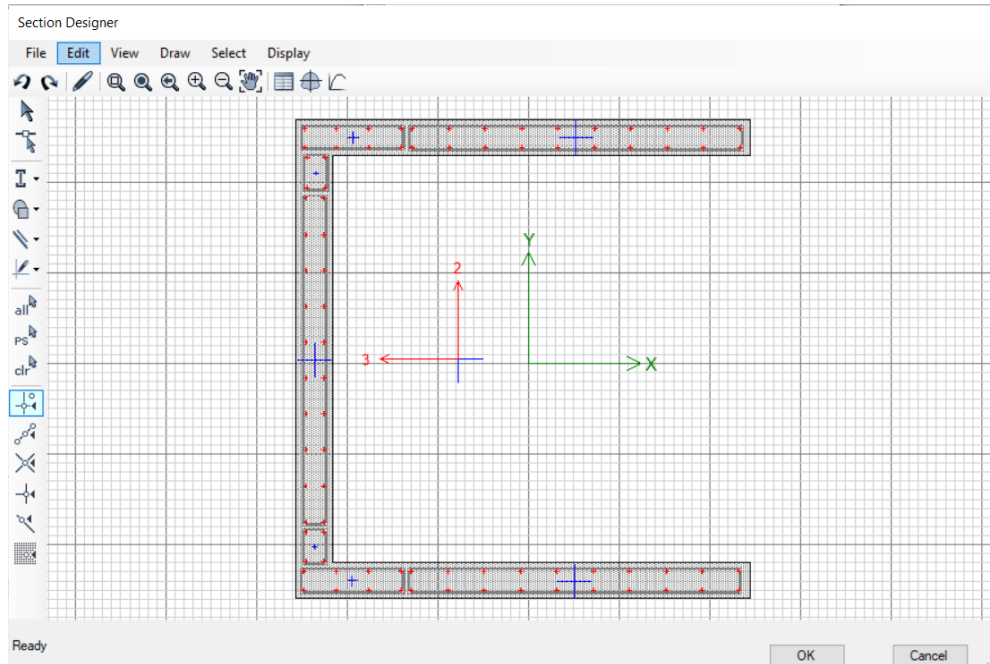
Fuente: Joselyn Chicaiza

Tabla N° 132: Análisis a corte en columnas sentido Y (hotel)

ANÁLISIS A CORTE SENTIDO Y		
COLUMNA C1 50x50cm		
Ø del estribo	10.00	mm
s	12.00	cm
Av/s real	26.18	cm ² /m
Av/s demanda	15.00	cm ² /m
Av/s real ≥ Av/s demanda	CUMPLE	
COLUMNA C2 50x80cm		
Ø del estribo	10.00	mm
s	10.80	cm
Av/s real	36.36	cm ² /m
Av/s demanda	17.00	cm ² /m
Av/s real ≥ Av/s demanda	CUMPLE	
COLUMNA C3 30x50cm		
Ø del estribo	10.00	mm
s	10.00	cm
Av/s real	39.27	cm ² /m
Av/s demanda	6.00	cm ² /m
Av/s real ≥ Av/s demanda	CUMPLE	
COLUMNA C4 30x30cm		
Ø del estribo	10.00	mm
s	10.00	cm
Av/s real	31.42	cm ² /m
Av/s demanda	9.00	cm ² /m

Para el análisis a flexo-compresión en los muros de la edificación se define la sección más crítica dentro del ETABS para conocer el diagrama de iteraciones del elemento, esta sección a evaluar esta armada con los aceros mínimos.

Fig. N° 113: Sección transversal de muro más crítico Bloque 1B (hotel)



Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 133: Puntos para el diagrama de iteración en muro, sentido Y (hotel)

DIAGRAMA DE ITERACIÓN Ø Pn - Ø Mn			DIAGRAMA DE ITERACIÓN Pn - Mn		
P (tonf)	M2-Y(tonf-m)	M3-X(tonf-m)	P (tonf)	M2-Y(tonf-m)	M3-X(tonf-m)
1733.4491	16.7325	-0.9612	3611.3957	25.6179	-1.4716
1733.4491	268.1993	-1.0514	2613.6676	1187.5901	-1.5419
1733.4491	443.1264	-1.0452	2497.4355	1228.5203	-1.5064
1686.7543	588.272	-1.034	2362.5908	1275.9951	-1.4766
1529.5107	704.2304	-1.0782	2199.9364	1328.3621	-1.446
1362.4082	793.8853	-1.0642	1984.0262	1394.1821	-1.4433
1303.6037	902.4424	-0.9999	1781.2998	1372.8526	-1.1905
1244.7992	1010.9995	-0.9356	1375.0879	1158.3273	-0.8834
1185.9947	1119.5566	-0.8714	88.5377	350.432	-0.4212
922.2156	986.4357	-0.6401	-356.3783	8.8237	0.6375
-359.1151	-24.3508	1.3988	-399.0168	-27.0565	1.5542

Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 134: Puntos para el diagrama de iteración en muro, sentido -Y (hotel)

DIAGRAMA DE ITERACIÓN Ø Pn - Ø Mn			DIAGRAMA DE ITERACIÓN Pn - Mn		
P (tonf)	M2-Y(tonf-m)	M3-X(tonf-m)	P (tonf)	M2-Y(tonf-m)	M3-X(tonf-m)
1733.4491	16.7325	-0.9612	3611.3957	25.6179	-1.4716
1310.9626	-635.003	-0.1372	2472.5162	-763.836	-0.3104
1148.8585	-718.5686	0.0183	1979.7838	-1076.7735	-0.0745
978.8289	-772.5246	0.2539	1595.7578	-1294.2592	0.1216
794.7414	-798.7609	0.531	1442.8488	-1308.0461	0.5668
590.4863	-801.6171	0.9623	1223.6243	-1326.5064	1.2998
481.4413	-861.8741	1.2427	872.9824	-1237.4525	1.5316
340.0574	-869.921	1.597	567.1247	-1138.1413	1.6158
109.1274	-652.7163	1.7593	521.2579	-1115.6983	1.6958
-121.0097	-375.768	1.9191	478.9977	-1084.4584	1.6192
-359.1151	-24.3508	1.3988	-323.0136	-137.0607	1.3018

Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 135: Puntos para el diagrama de iteración en muro, sentido X (hotel)

DIAGRAMA DE ITERACIÓN Ø Pn - Ø Mn			DIAGRAMA DE ITERACIÓN Pn - Mn		
P (tonf)	M2-Y(tonf-m)	M3-X(tonf-m)	P (tonf)	M2-Y(tonf-m)	M3-X(tonf-m)
1733.4491	16.7325	-0.9612	3611.3957	25.6179	-1.4716
1389.0535	238.7073	932.439	2478.1961	255.5802	1233.3649
1297.8306	182.0004	1018.3952	2105.0001	278.9816	1634.9904
1199.9876	124.588	1092.036	1922.5131	191.1187	1790.1726
1092.881	66.6777	1156.023	1820.2921	158.992	1839.1438
970.1121	7.3735	1216.2165	1668.0057	106.566	1907.2674
968.4149	-89.6155	1333.6807	1452.2515	-34.1511	1910.3873
966.7178	-186.6046	1451.1449	1299.1309	-117.354	1880.1133
965.0206	-283.5936	1568.6092	1217.272	-105.5959	1808.41
820.5718	-380.7292	1434.2453	1051.0369	-52.4284	1628.9936
-359.1151	-24.3508	1.3988	-114.0048	-91.1173	346.9848

Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 136: Puntos para el diagrama de iteración en muro, sentido -X (hotel)

DIAGRAMA DE ITERACIÓN Ø Pn - Ø Mn			DIAGRAMA DE ITERACIÓN Pn - Mn		
P (tonf)	M2-Y(tonf-m)	M3-X(tonf-m)	P (tonf)	M2-Y(tonf-m)	M3-X(tonf-m)
1733.4491	16.7325	-0.9612	3611.3957	25.6179	-1.4716
1389.5066	239.2449	-933.3626	1949.9134	94.5446	-1932.8257
1298.2311	182.5884	-1019.246	1880.2581	54.5495	-1957.3804
1200.2864	125.2286	-1092.6881	1790.0789	0.8387	-1985.7989
1093.119	67.4689	-1156.4121	1683.2951	-62.7618	-2019.4501
970.1868	8.3549	-1216.187	1546.8813	-143.1787	-2057.9173
968.8011	-88.1829	-1333.6031	1419.9893	-203.8975	-2024.688
967.4154	-184.7207	-1451.0192	1212.5413	-284.9757	-1829.7002
966.0298	-281.2585	-1568.4353	516.3145	-437.1904	-1087.4633

823.1667	-379.1902	-1435.6914	-323.8972	-48.0417	-91.8391
-359.1151	-24.3508	1.3988	-399.0168	-27.0565	1.5542

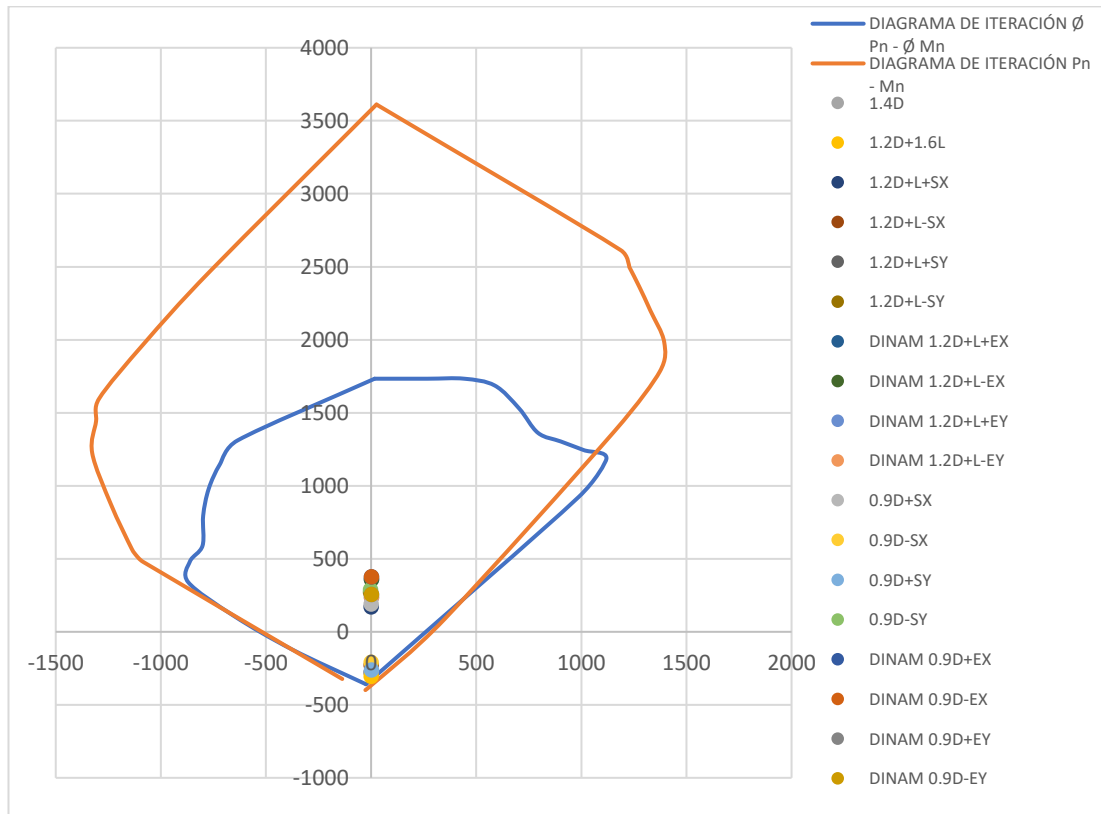
Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 137: Casos de cargas actuantes en muro de corte (hotel)

CASOS DE CARGAS EN MUROS			
COMBO	P (tonf)	M2-Y (tonf-m)	M3-X (tonf-m)
1.4D	-277.2477	-0.3005	-6.0729
1.2D+1.6L	-306.0983	-0.3329	-6.3407
1.2D+L+SX	171.0168	-0.159	408.0043
1.2D+L-SX	-228.24	-0.4487	-349.1602
1.2D+L+SY	-280.7679	1.7504	4.1974
1.2D+L-SY	270.5855	-2.1795	90.6109
DINAM 1.2D+L+EX	358.6936	1.091	484.2462
DINAM 1.2D+L-EX	358.6936	1.091	484.2462
DINAM 1.2D+L+EY	235.9971	1.3951	317.8815
DINAM 1.2D+L-EY	235.9971	1.3951	317.8815
0.9D+SX	190.072	-0.0158	403.6745
0.9D-SX	-209.1847	-0.3056	-353.4901
0.9D+SY	-261.7126	1.8936	-0.1325
0.9D-SY	289.6408	-2.0363	86.281
DINAM 0.9D+EX	377.7488	1.2342	479.9163
DINAM 0.9D-EX	377.7488	1.2342	479.9163
DINAM 0.9D+EY	255.0524	1.5383	313.5516
DINAM 0.9D-EY	255.0524	1.5383	313.5516

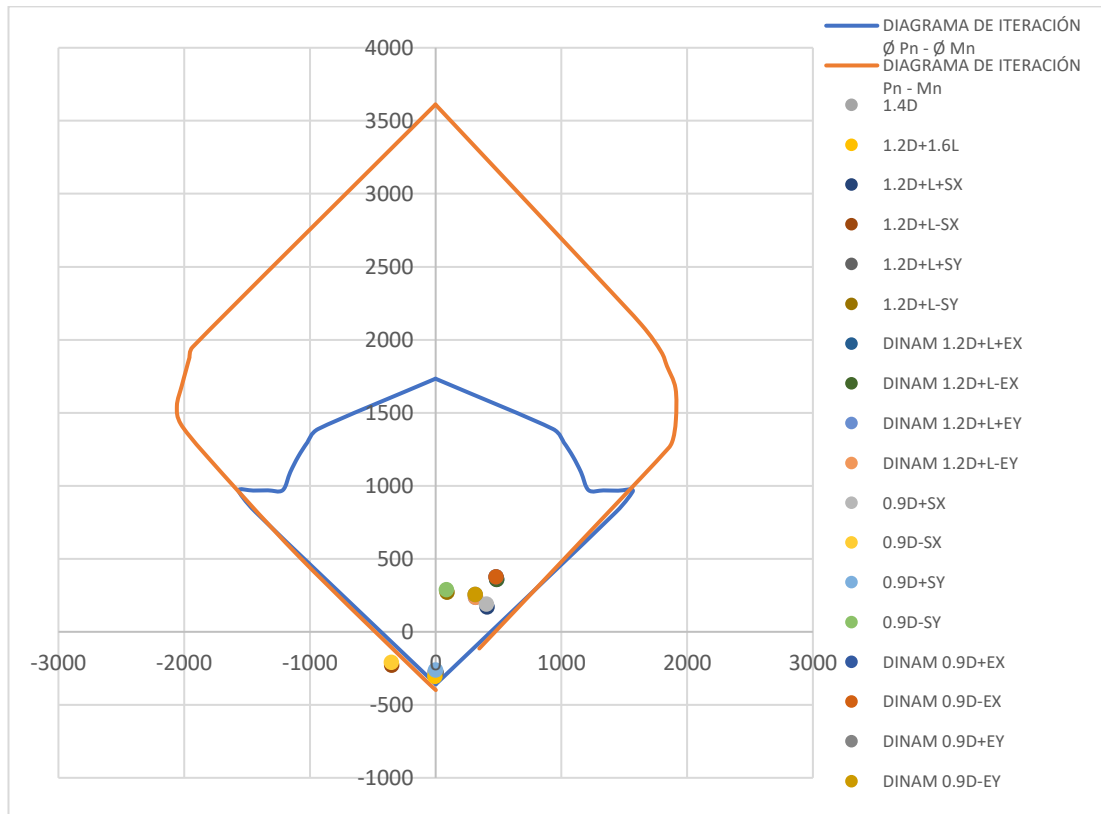
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 114: Diagrama de iteraciones en muro, sentido Y (hotel)



Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 115: Diagrama de iteraciones en muro, sentido X (hotel)



Fuente: ETABS 2016

El muro fue analizado con la curva reducida por los factores ϕ de reducción que dependen del tipo de carga y del tipo de estribo, por lo que si los valores que se obtienen para cada combinación de carga se encuentran dentro de los límites de la curva reducida cumplen con las demandas de cargas, mientras que, si se encuentran fuera, el muro no puede resistir las demandas solicitadas por lo tanto se encuentra sobre-esforzado. En este caso el muro cumple con las demandas excepto con dos combinaciones de carga en sentido X.

3.1.3. Análisis estático no lineal Pushover

- **Uso de la edificación: Hotel**

Después de haber concluido el análisis lineal en los bloques de la edificación 1A, 1B y 1C se procede a realizar el análisis estático no lineal Pushover con el objetivo de obtener la curva de capacidad de cada uno de los bloques y determinar el punto de desempeño bajo la metodología de la Norma FEMA 440 para los distintos niveles de

amenaza sísmica que establece la NEC-SE-RE, 2015 y así evaluar el nivel de desempeño de los bloques de la edificación.

3.1.3.1. Formación de las rótulas plásticas

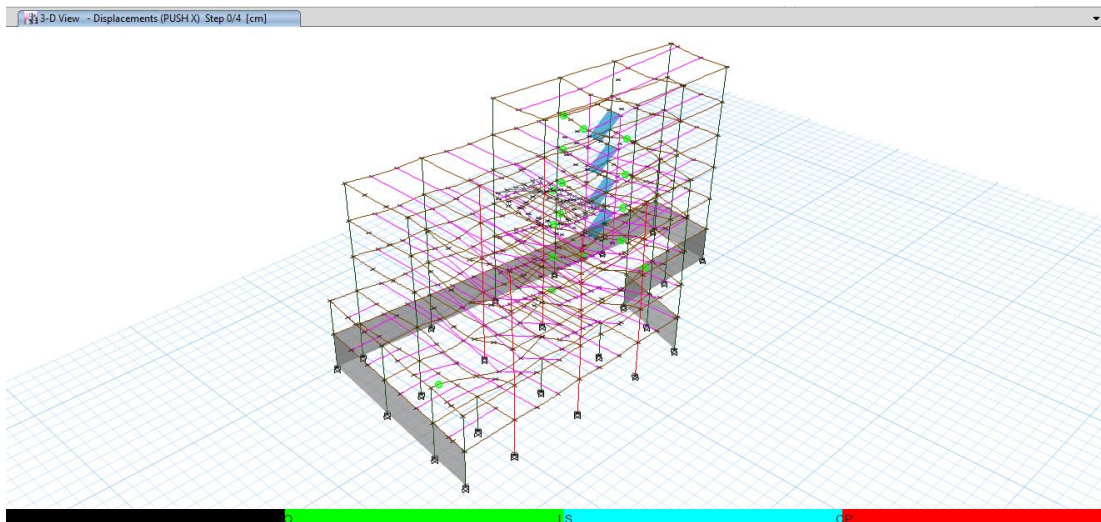
Es importante conocer la formación de las rótulas plásticas de cada una de las secciones, con el fin de verificar que se formen primero en las vigas, y luego en las columnas para cumplir con la filosofía de columna fuerte y viga débil.

Tabla N° 138: Rótulas plásticas, desplazamiento y cortante alcanzado, sentido X Bloque 1A(hotel)

Rótulas plásticas					
Paso	Nivel de desempeño		Elemento	d (cm)	V (Ton)
1	Ocupación inmediata	16 rótula	-Vigas	1.4364	36.24
			-Columnas		
2	Ocupación inmediata	20 rótulas	-Vigas	7.7250	198.33
	Prevenición de colapso	2 rótulas	-Columnas		
3	Ocupación inmediata	53 rótulas	-Vigas	14.3365	303.81
	Prevenición de colapso	2 rótulas	-Columnas		

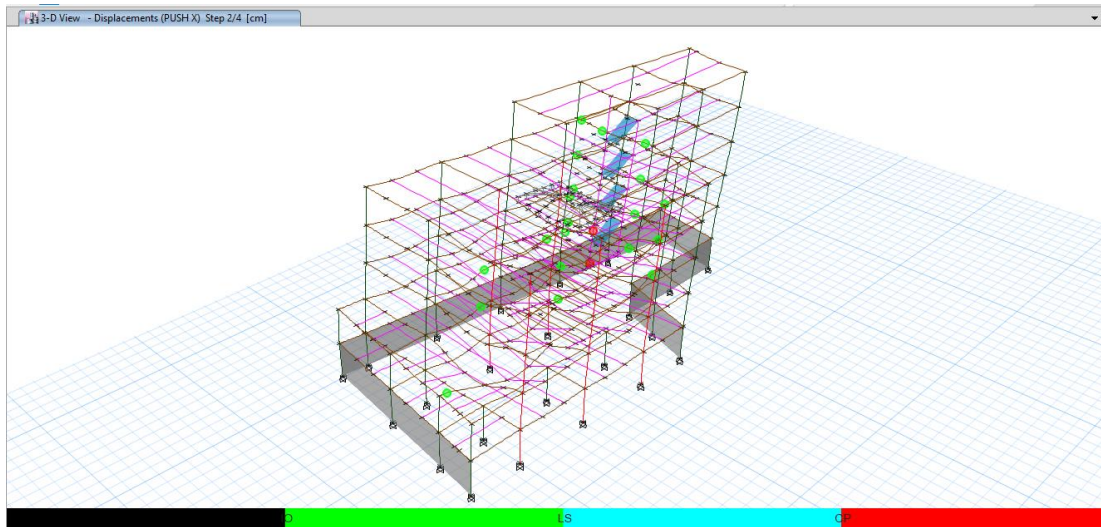
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 116: Formación de rótulas plásticas sentido X, paso 1 Bloque1A(hotel)



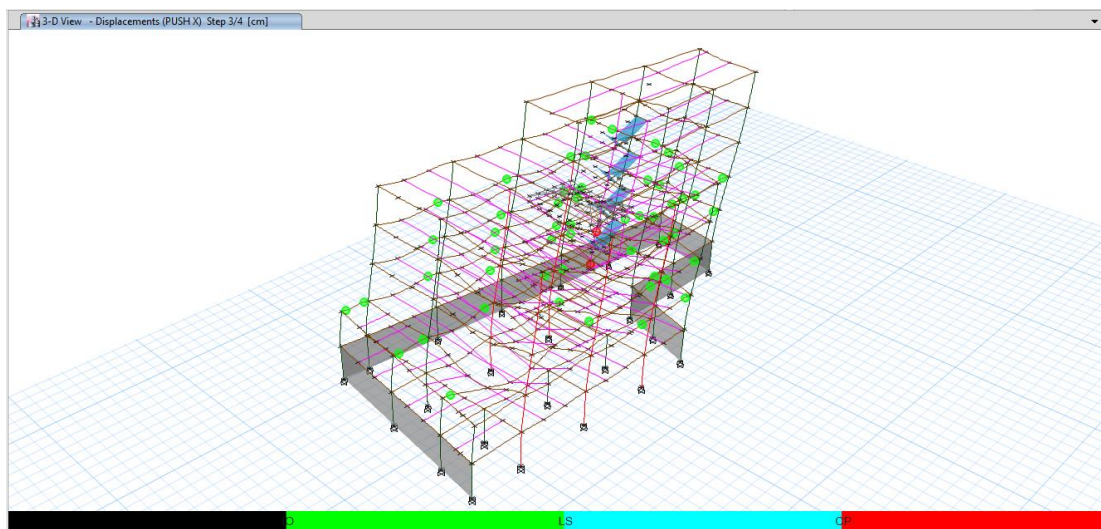
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 117: Formación de rótulas plásticas sentido X, paso 2 Bloque1A(hotel)



Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 118: Formación de rótulas plásticas sentido X, paso 3 Bloque 1A(hotel)



Fuente: ETABS 2016

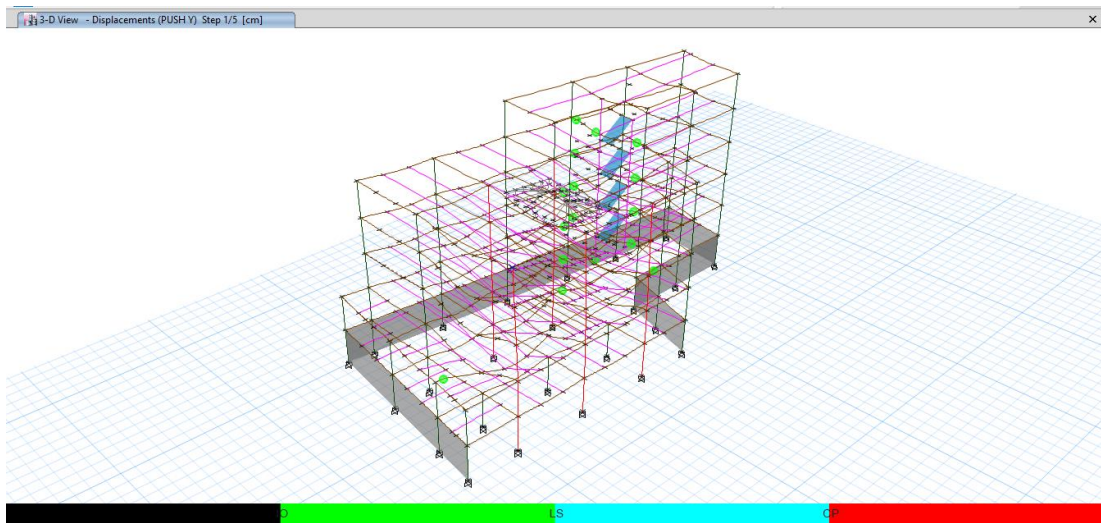
En el Bloque 1A sentido X, las primeras rótulas se forman a un desplazamiento de 1.4364cm y un cortante de 36.24ton con un nivel de ocupación inmediata, luego se forma dos rótulas de prevención de colapso en la columna con un desplazamiento de 7.7250cm con un cortante de 198.33ton, finalmente la estructura llega al colapso con la aparición de nuevas rótulas a nivel de ocupación inmediata y se mantienen las dos rótulas de prevención de colapso en las columnas llegando a un desplazamiento de 14.3365cm y 303.81ton de cortante.

Tabla N° 139: Rótulas plásticas, desplazamiento y cortante alcanzado, sentido Y
Bloque 1A(hotel)

Rótulas plásticas					
Paso	Nivel de desempeño		Elemento	d (cm)	V (Ton)
1	Ocupación inmediata	16 rótula	-Vigas	0.3221	7.02
2	Ocupación inmediata	28 rótulas	-Vigas -Columnas	6.6133	130.11
	Seguridad de vida	1 rótula	-Columnas		
5	Ocupación inmediata	31 rótulas	-Vigas -Columnas	8.8075	153.89
	Seguridad de vida	1 rótula	-Columnas		
	Prevención de colapso	1 rótula	-Columnas		

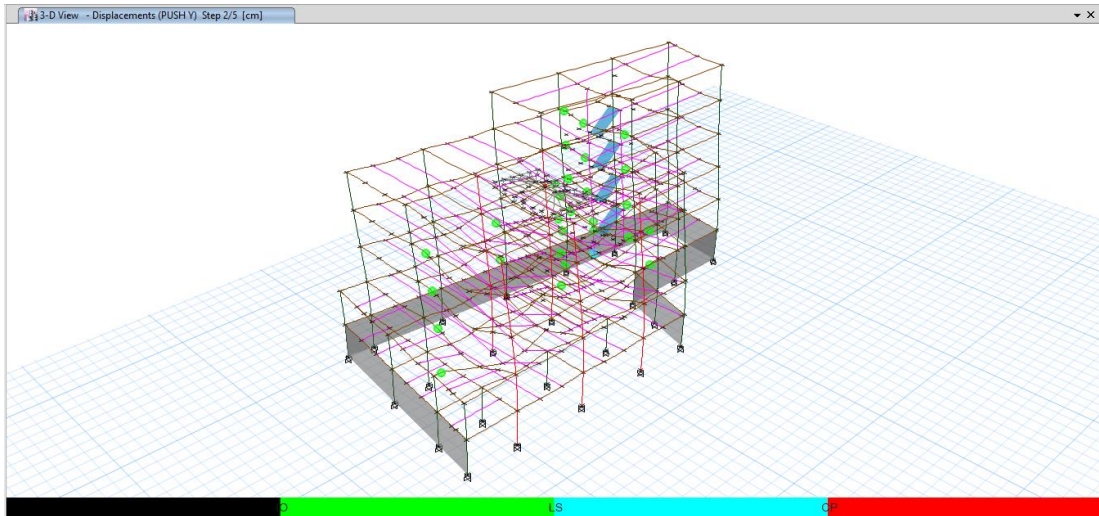
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 119: Formación de rótulas plásticas sentido Y, paso 1 Bloque 1A(hotel)



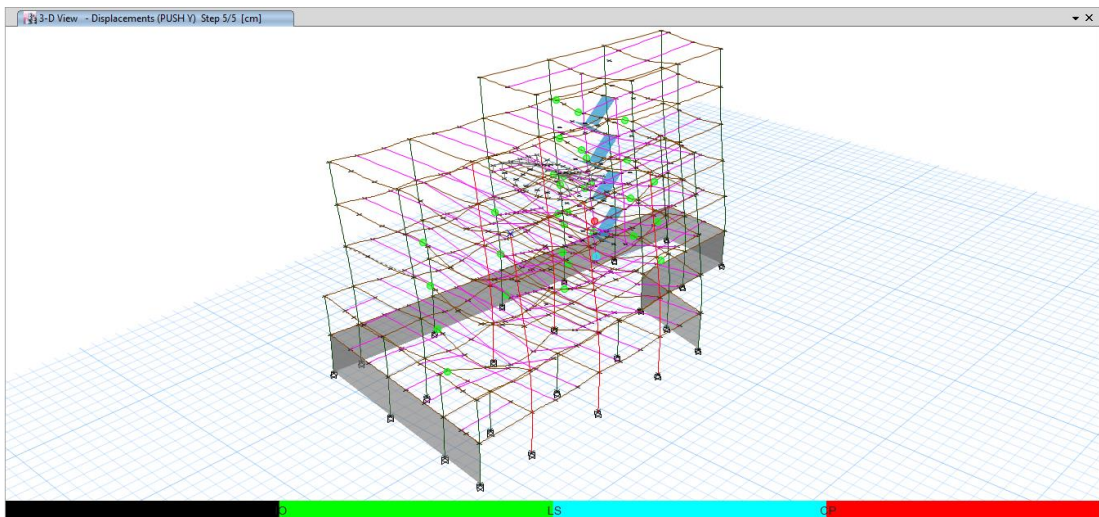
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 120: Formación de rótulas plásticas sentido Y, paso 2 Bloque1A(hotel)



Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 121: Formación de rótulas plásticas sentido Y, paso 5 Bloque 1A(hotel)



Fuente: ETABS 2016

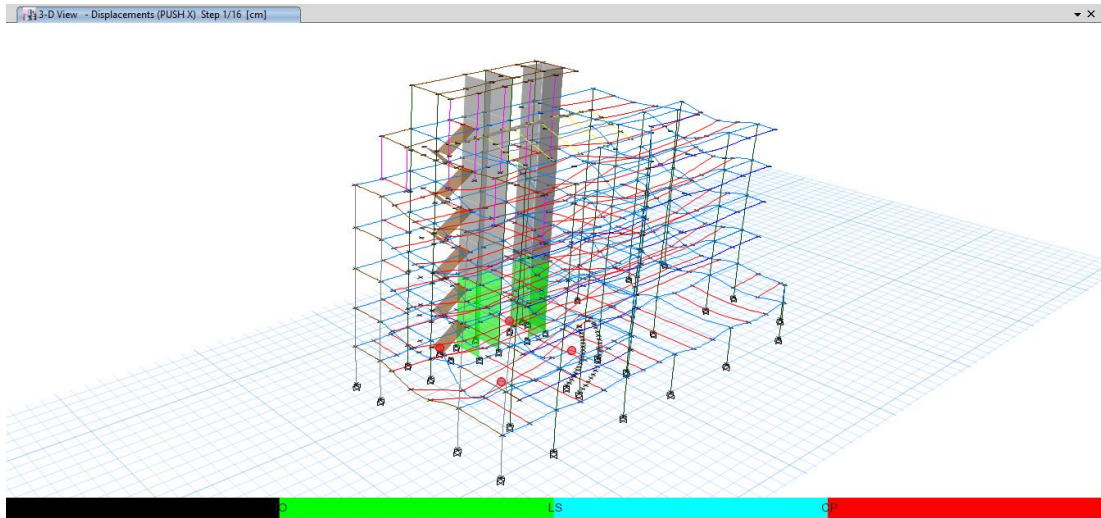
En el Bloque 1A sentido Y, las primeras rótulas se forman a un desplazamiento de 0.3221cm y un cortante de 7.02ton con un nivel de ocupación inmediata, luego se forma una rótula de seguridad de vida en la columna con un desplazamiento de 6.6133cm con un cortante de 130.11ton, finalmente la estructura llega al colapso con una aparición de una rótula a nivel de prevención de colapso en las columnas llegando a un desplazamiento de 8.8075cm y 153.89ton de cortante.

Tabla N° 140: Rótulas plásticas, desplazamiento y cortante alcanzado, sentido X
Bloque 1B(hotel)

Rótulas plásticas					
Paso	Nivel de desempeño		Elemento	d (cm)	V (Ton)
1	Prevención de colapso	4 rótulas	-Vigas	3.1310	114.03
4	Ocupación inmediata	8 rótulas	-Columnas	18.5618	640.33
	Seguridad de vida	1 rótula	-Vigas		
	Prevención de colapso	4 rótulas	-Vigas		
8	Ocupación inmediata	21 rótulas	-Vigas	23.35527	798.33
			-Columnas		
	Seguridad de vida	1 rótulas	-Vigas		
	Prevención de colapso	5 rótulas	-Vigas		
16	Ocupación inmediata	22 rótulas	-Vigas	30.6566	1037.58
			-Columnas		
	Seguridad de vida	2 rótulas	-Vigas		
	Prevención de colapso	7 rótulas	-Vigas		

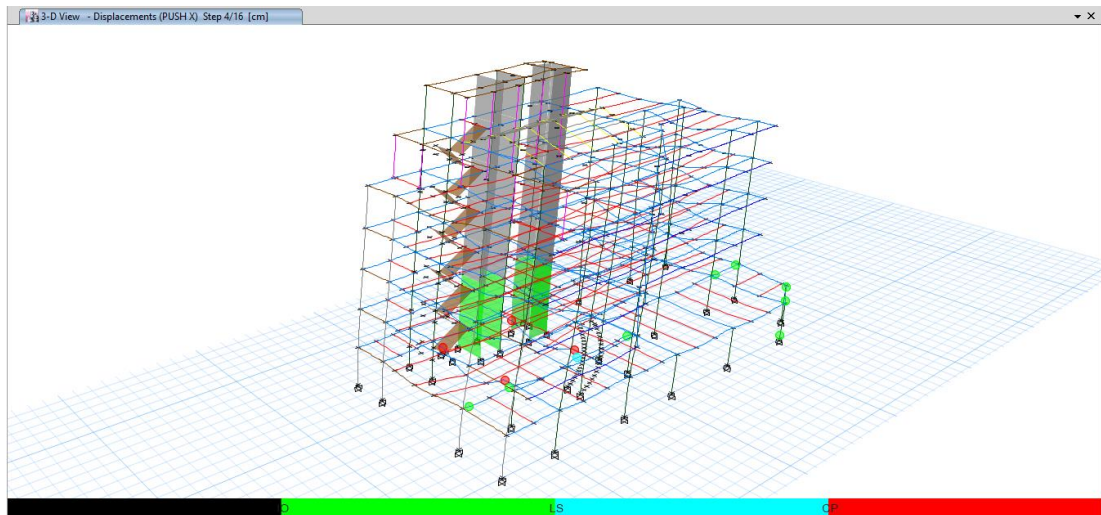
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 122: Formación de rótulas plásticas sentido X, paso 1 Bloque 1B(hotel)



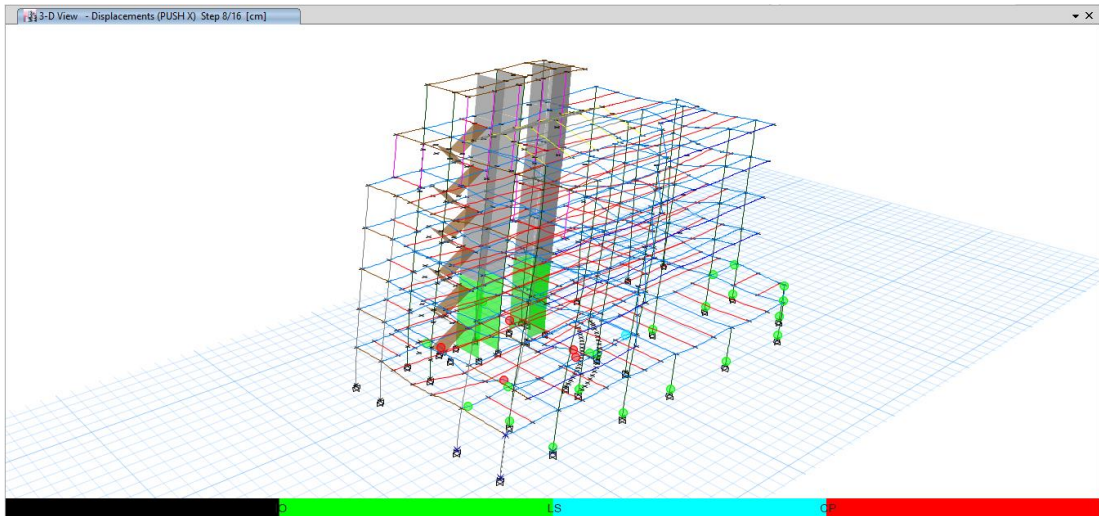
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 123: Formación de rótulas plásticas sentido X, paso 4 Bloque 1B(hotel)



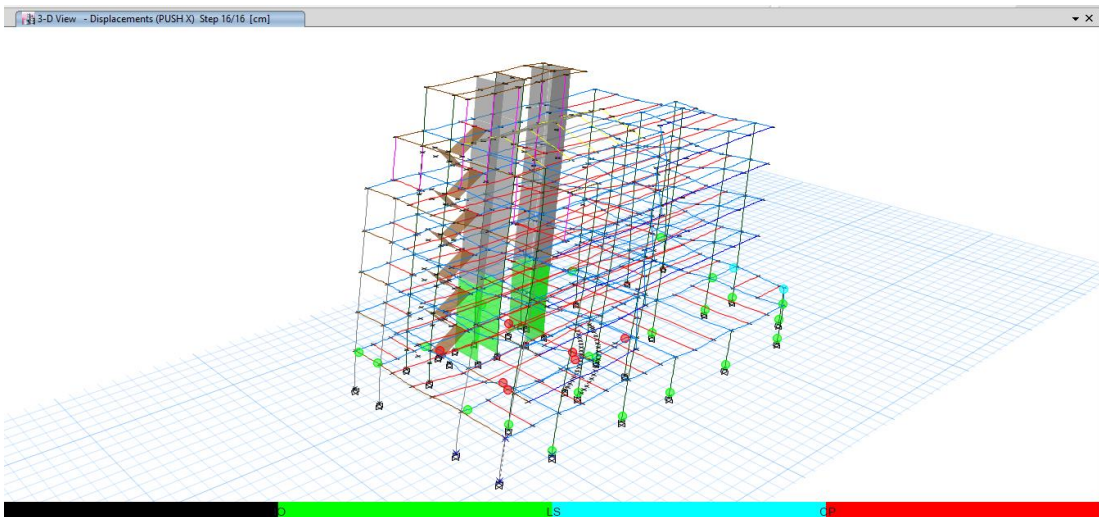
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 124: Formación de rótulas plásticas sentido X, paso 8 Bloque 1B(hotel)



Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 125: Formación de rótulas plásticas sentido X, paso 16 Bloque 1B(hotel)



Fuente: ETABS 2016

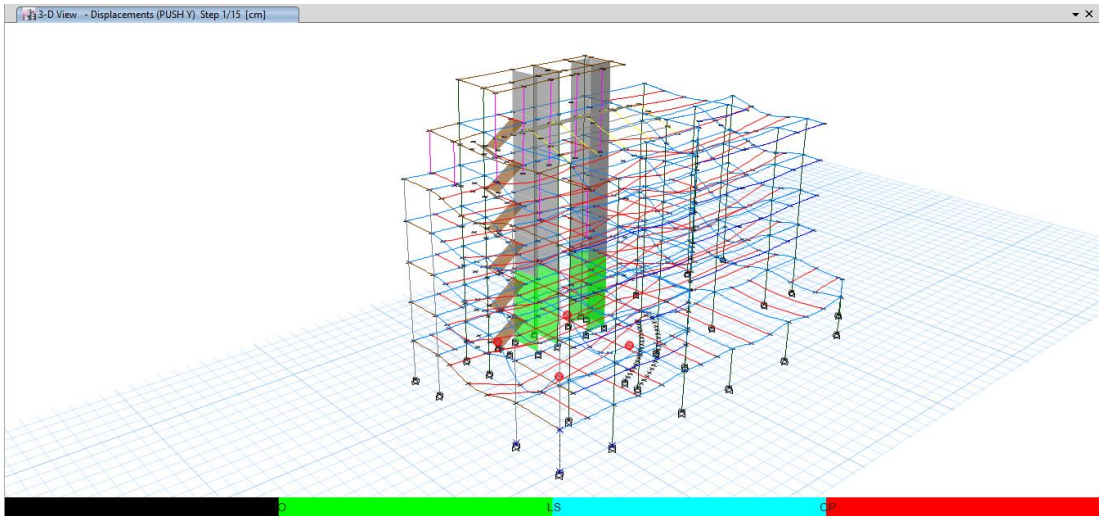
En el Bloque 1B sentido X, las primeras rótulas se forman a un desplazamiento de 3.1310cm y un cortante de 114.03ton con un nivel de prevención de colapso, luego se forman cuatro rótulas de prevención de colapso en las vigas con un desplazamiento de 18.5618cm con un cortante de 640.33ton, también se forman cinco rótulas de prevención de colapso en las vigas con un desplazamiento de 23.35527cm con un cortante de 798.33ton, finalmente la estructura llega al colapso con una aparición de rótulas a nivel de prevención de colapso en las vigas llegando a un desplazamiento de 30.6566cm y 1037.58ton de cortante.

**Tabla N° 141: Rótulas plásticas, desplazamiento y cortante alcanzado, sentido Y
Bloque 1B(hotel)**

Rótulas plásticas					
Paso	Nivel de desempeño		Elemento	d (cm)	V (Ton)
1	Prevención de colapso	4 rótulas	-Viga	1.7719	162.47
2	Ocupación inmediata	1 rótula	-Vigas	13.9154	752.76
	Seguridad de vida	4 rótulas	-Vigas		
5	Ocupación inmediata	19 rótulas	-Vigas	33.3576	1694.09
			-Columnas		
	Seguridad de vida	1 rótulas	-Vigas		
15	Ocupación inmediata	18 rótulas	-Vigas	40.1855	2023.71
			-Columnas		
	Seguridad de vida	2 rótulas	-Vigas		
	Prevención de colapso	7 rótulas	-Vigas		

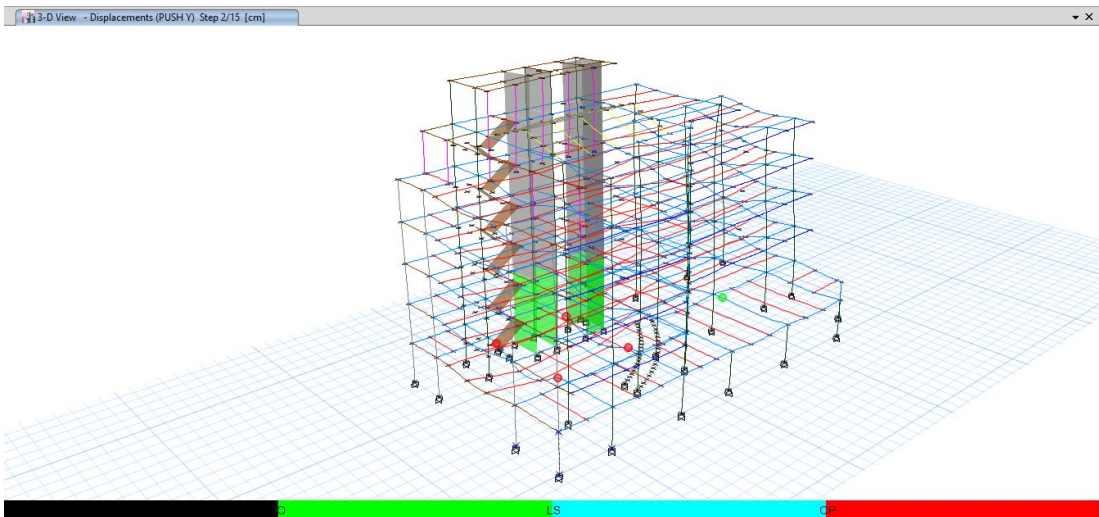
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 126: Formación de rótulas plásticas sentido Y, paso 1 Bloque 1B(hotel)



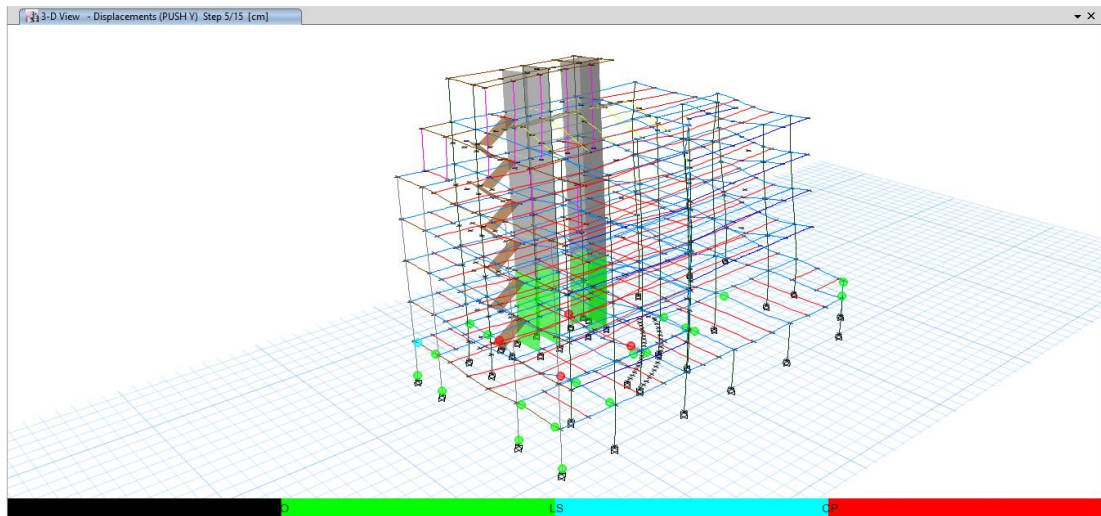
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 127: Formación de rótulas plásticas sentido Y, paso 2 Bloque 1B(hotel)



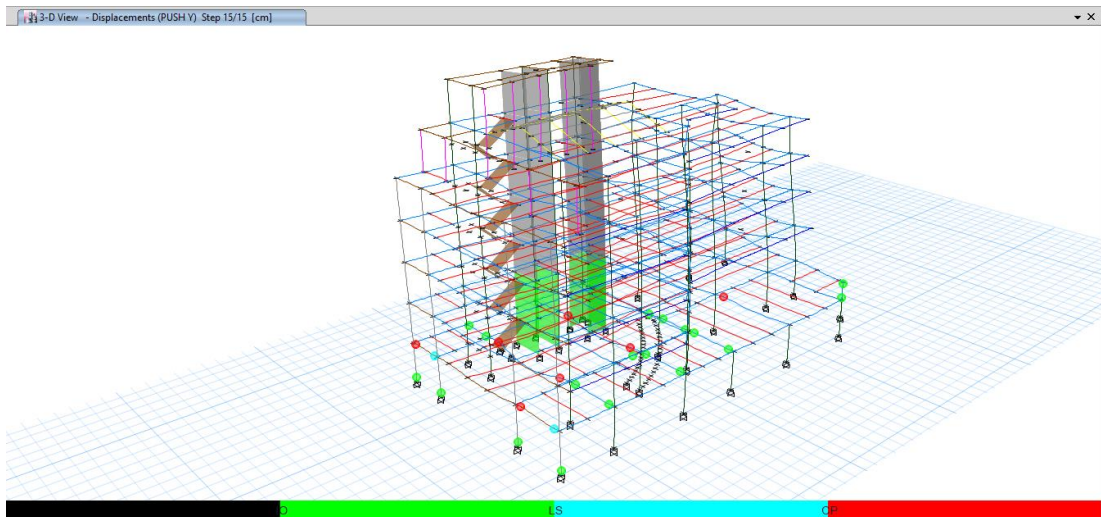
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 128: Formación de rótulas plásticas sentido Y, paso 5 Bloque 1B(hotel)



Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 129: Formación de rótulas plásticas sentido Y, paso 15 Bloque 1B(hotel)



Fuente: ETABS 2016

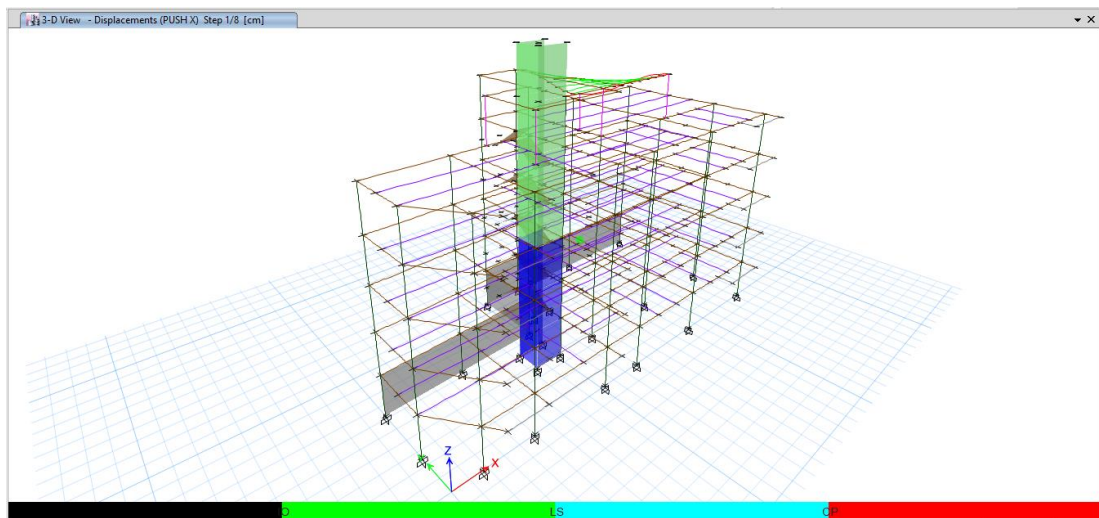
En el Bloque 1B sentido Y, las primeras rótulas se forman a un desplazamiento de 1.7719cm y un cortante de 162.47ton con un nivel de prevención de colapso, luego se forman cuatro rótulas de prevención de colapso en las vigas con un desplazamiento de 13.9154cm con un cortante de 752.76ton, también se forman cuatro rótulas de prevención de colapso en las vigas con un desplazamiento de 33.3576cm con un cortante de 1694.09ton, finalmente la estructura llega al colapso con una aparición de rótulas a nivel de prevención de colapso en las vigas llegando a un desplazamiento de 40.1855cm y 2023.71ton de cortante.

Tabla N° 142: Rótulas plásticas, desplazamiento y cortante alcanzado, sentido X
Bloque 1C(hotel)

Rótulas plásticas					
Paso	Nivel de desempeño		Elemento	d (cm)	V (Ton)
1	Ocupación inmediata	1 rótula	-Vigas	3.5200	189.87
5	Ocupación inmediata	42 rótulas	-Vigas	11.3900	626.80
8	Ocupación inmediata	1 rótula	-Vigas	11.9300	652.77
	Ocupación inmediata	49 rótula	-Columnas		

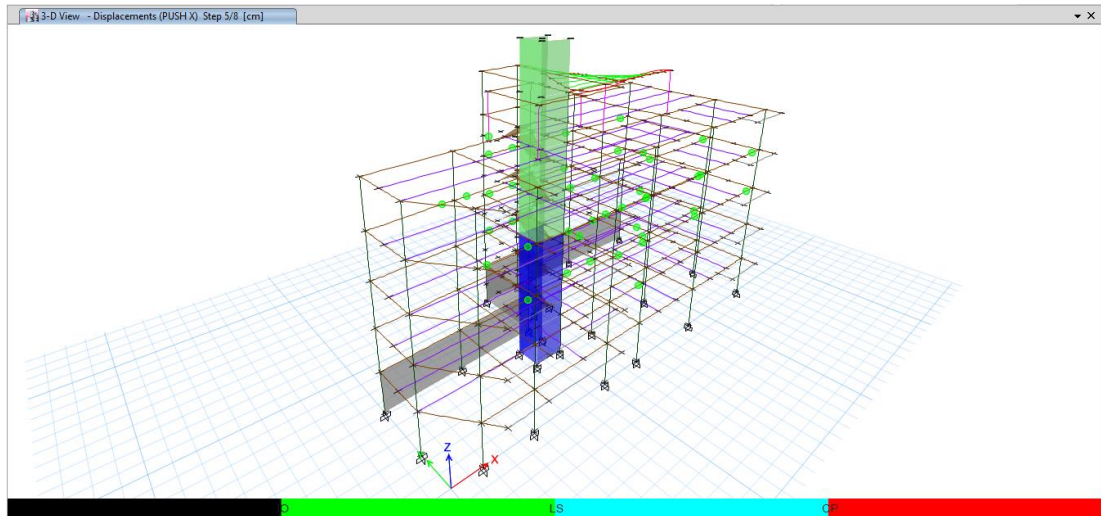
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 130: Formación de rótulas plásticas sentido X, paso 1 Bloque 1C(hotel)



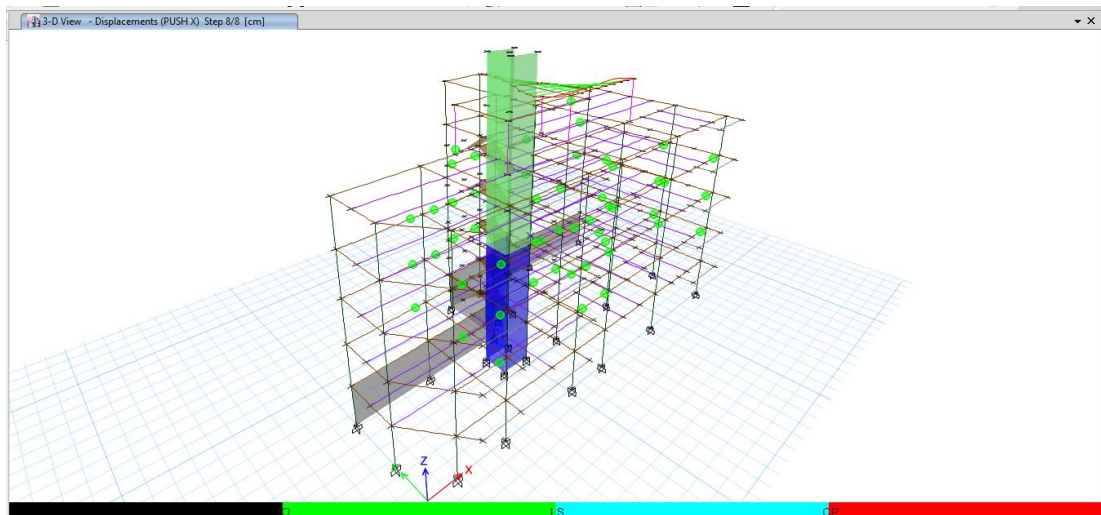
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 131: Formación de rótulas plásticas sentido X, paso 5 Bloque 1C(hotel)



Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 132: Formación de rótulas plásticas sentido X, paso 8 Bloque 1C(hotel)



Fuente: ETABS 2016

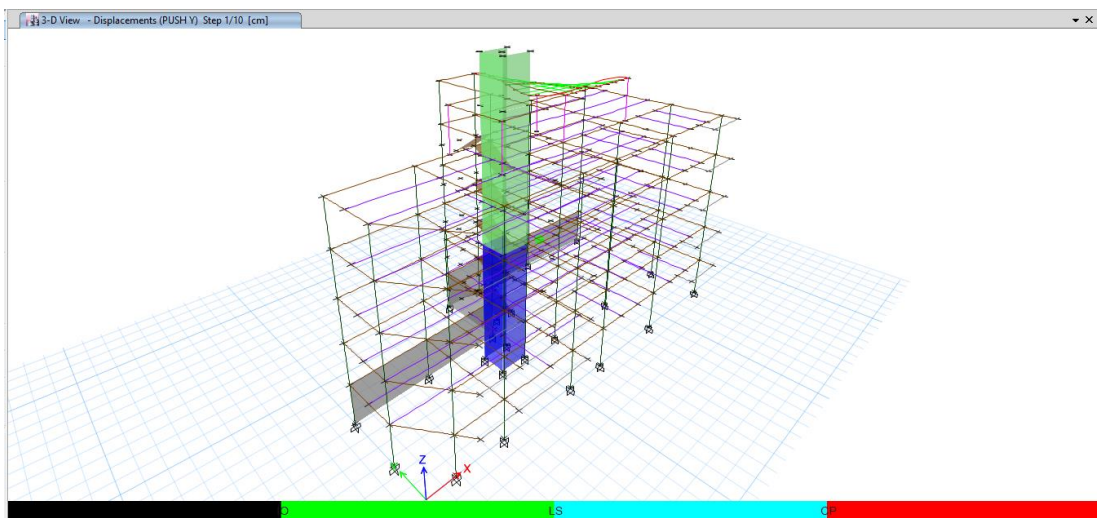
En el Bloque 1C sentido X, la primera rótula se forma a un desplazamiento de 3.5200cm y un cortante de 189.87ton con un nivel de ocupación inmediata, luego se forma 42 rótulas con el mismo nivel de ocupación a un desplazamiento de 11.3900cm y un cortante de 626.80ton, finalmente la estructura mantiene el nivel de ocupación y termina con un desplazamiento de 11.9300cm y un cortante de 652.77ton en las columnas sin llegar al colapso.

Tabla N° 143: Rótulas plásticas, desplazamiento y cortante alcanzado, sentido Y
Bloque 1C(hotel)

Rótulas plásticas					
Paso	Nivel de desempeño		Elemento	d (cm)	V (Ton)
1	Ocupación inmediata	1 rótula	-Viga	0.9500	70.15
2	Ocupación inmediata	18 rótulas	-Vigas	4.8000	311.17
	Seguridad de vida	1 rótula	-Vigas		
4	Ocupación inmediata	18 rótulas	-Vigas	4.86	312.83
	Prevención de colapso	1 rótulas	-Vigas		
10	Ocupación inmediata	19 rótulas	-Vigas -Columnas	40.1855	2023.71
	Seguridad de vida	1 rótulas	-Vigas		
	Prevención de colapso	1 rótulas	-Vigas		

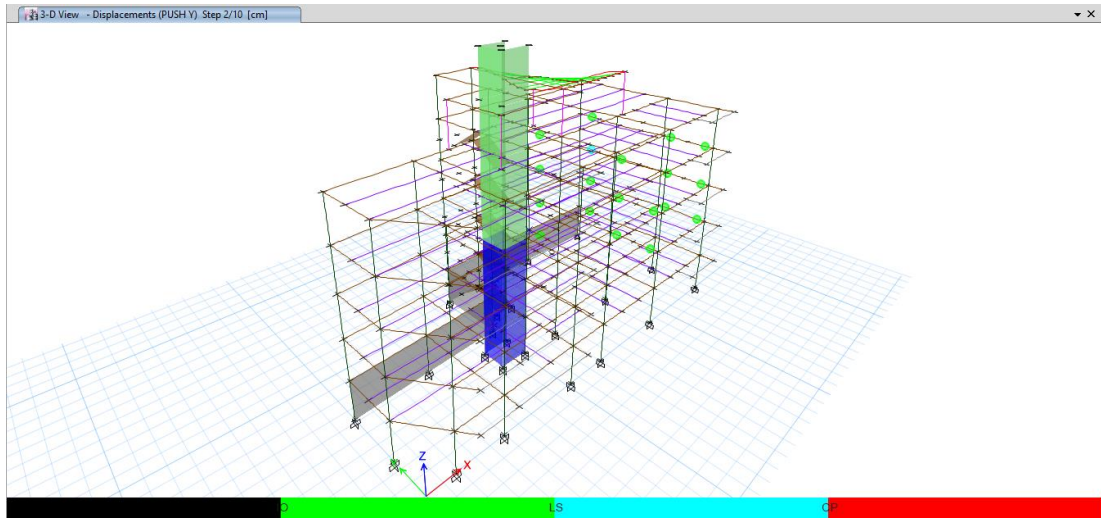
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 133: Formación de rótulas plásticas sentido Y, paso 1 Bloque 1C(hotel)



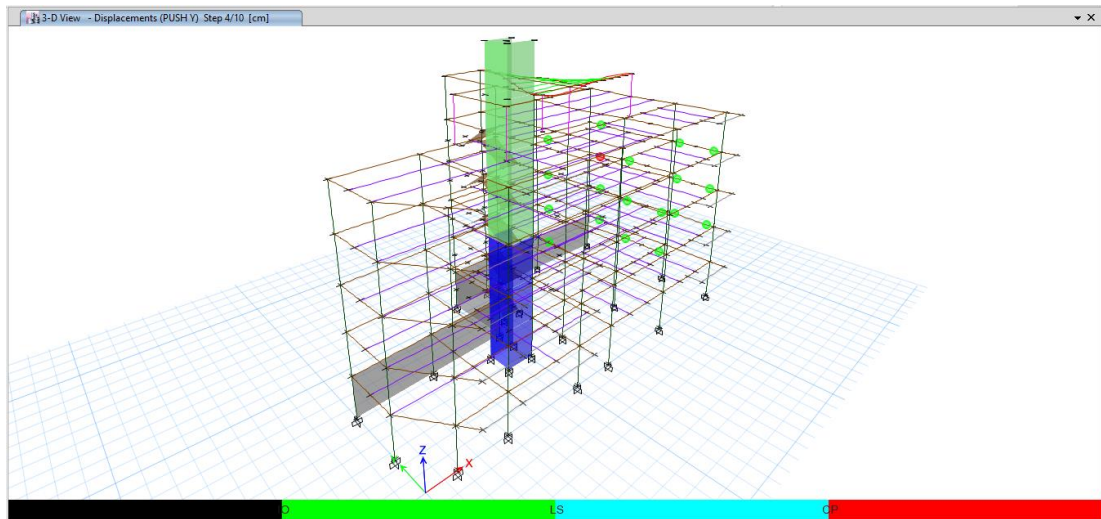
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 134: Formación de rótulas plásticas sentido Y, paso 2 Bloque 1C(hotel)



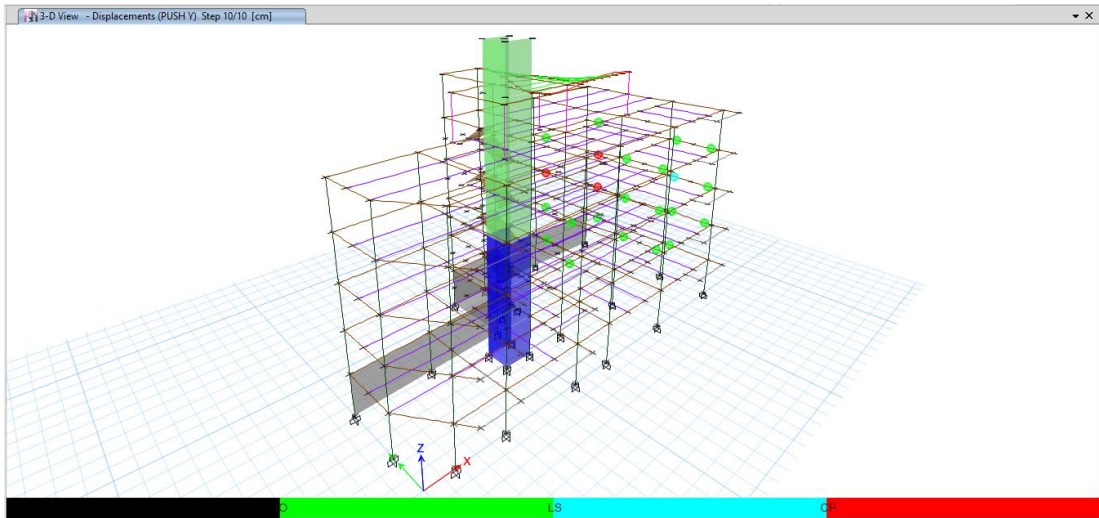
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 135: Formación de rótulas plásticas sentido Y, paso 4 Bloque 1C(hotel)



Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 136: Formación de rótulas plásticas sentido Y, paso 10 Bloque 1C(hotel)



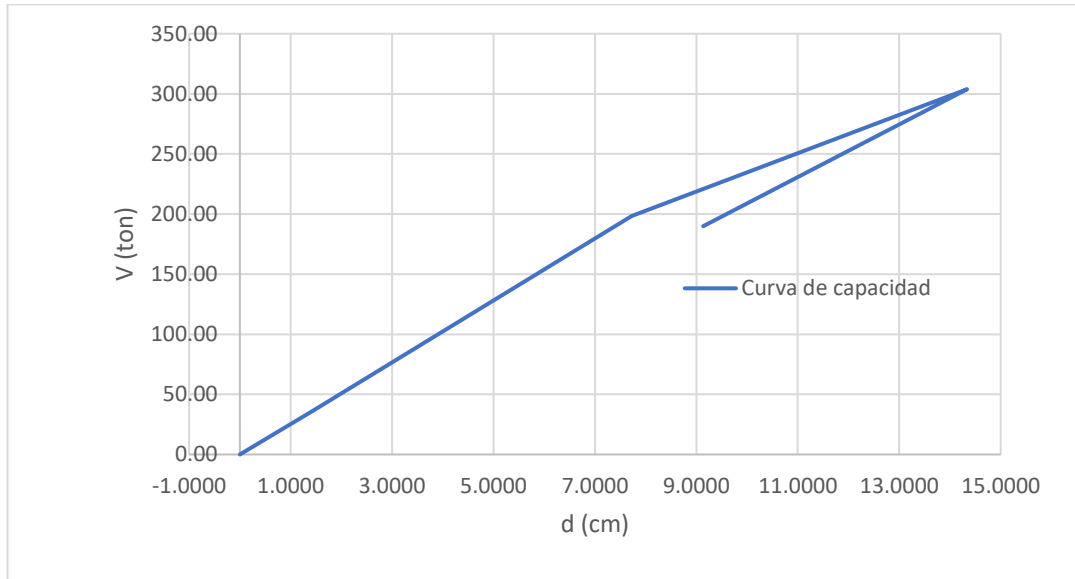
Fuente: ETABS 2016

En el Bloque 1C sentido Y, la primera rótula se forma a un desplazamiento de 0.9500cm y un cortante de 70.15ton con un nivel de ocupación inmediata, luego se forma una rótula de seguridad de vida en las vigas con un desplazamiento de 4.8000cm con un cortante de 311.17ton, también se forma una rótula de prevención de colapso en las vigas con un desplazamiento de 4.86cm con un cortante de 312.83ton, finalmente la estructura llega al colapso con una aparición de una rótula a nivel de prevención de colapso en las vigas llegando a un desplazamiento de 40.1855cm y 2023.71ton de cortante.

3.1.3.2. Curva de capacidad

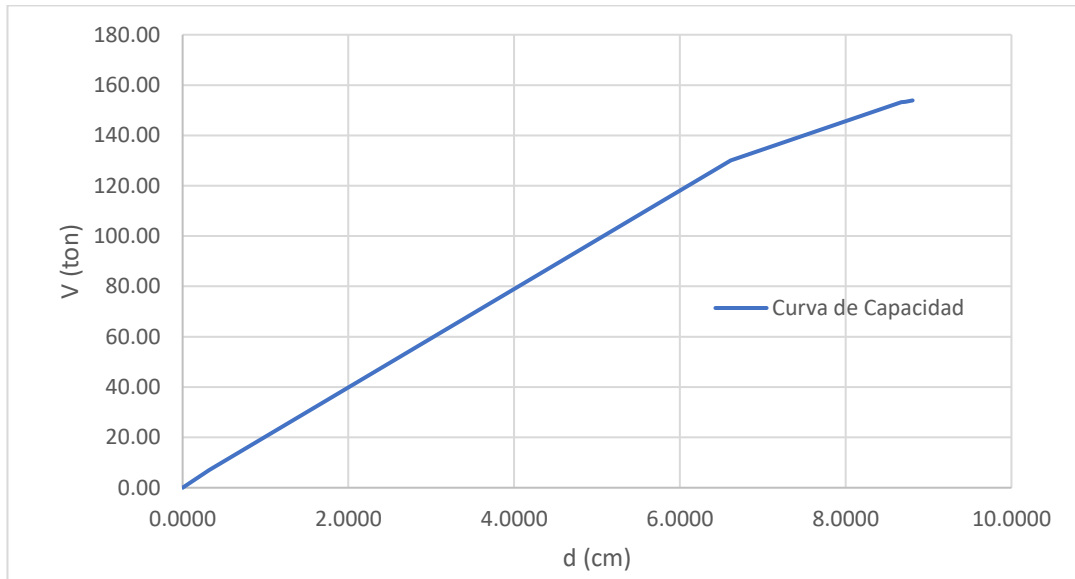
El resultado del análisis no lineal es la curva de capacidad del Bloque 1A, 1B y 1C que relaciona el cortante total de la base con el desplazamiento en el último piso de la estructura que representa la capacidad de esta para absorber fuerza lateral antes de que se genere el colapso.

Fig. N° 137: Curva de capacidad, sentido X Bloque 1A(hotel)



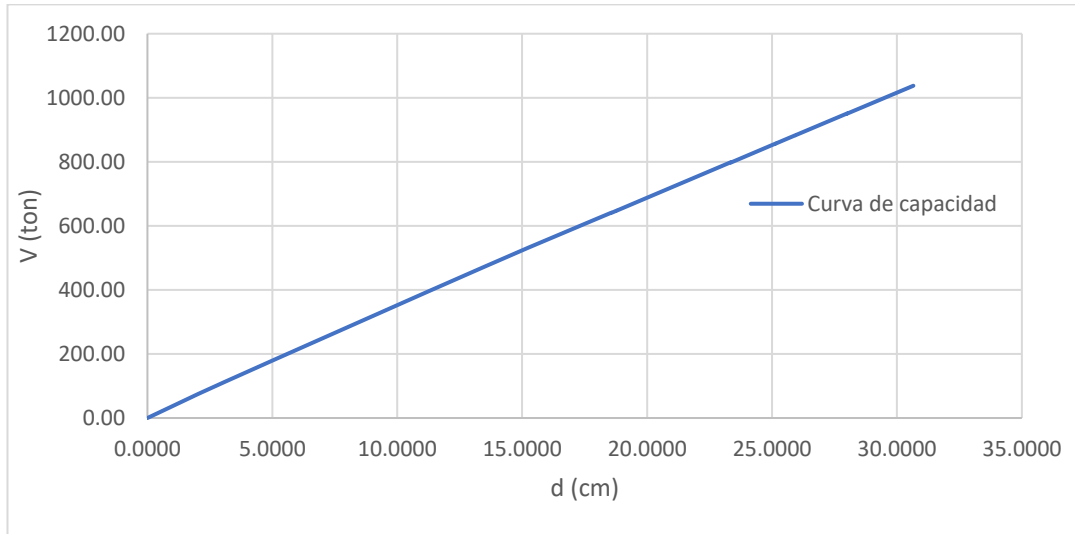
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 138: Curva de capacidad, sentido Y Bloque 1A(hotel)



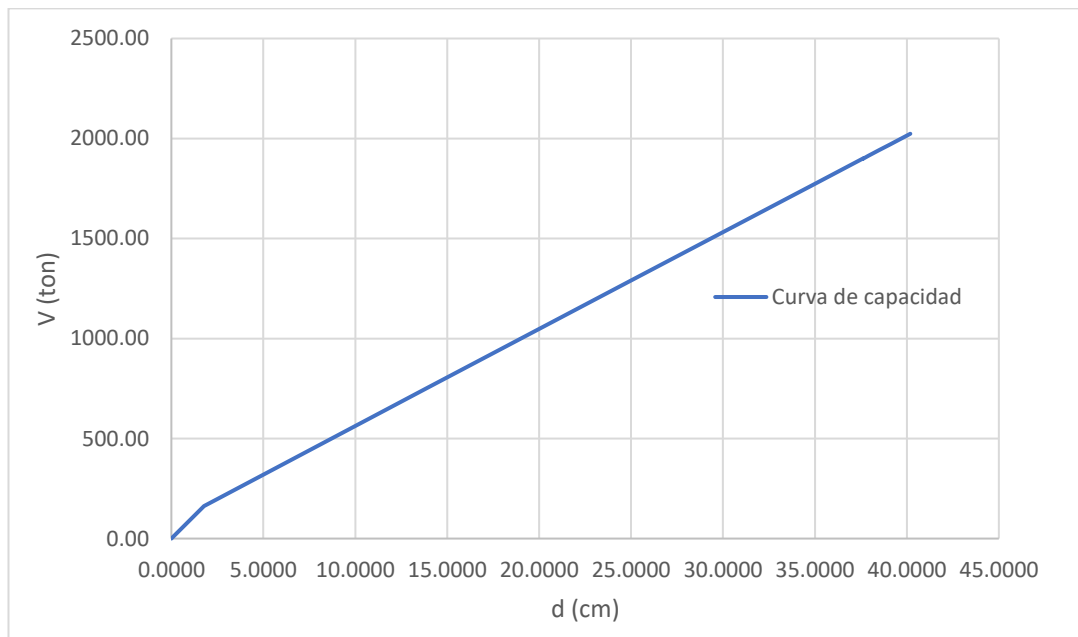
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 139: Curva de capacidad, sentido X Bloque 1B(hotel)



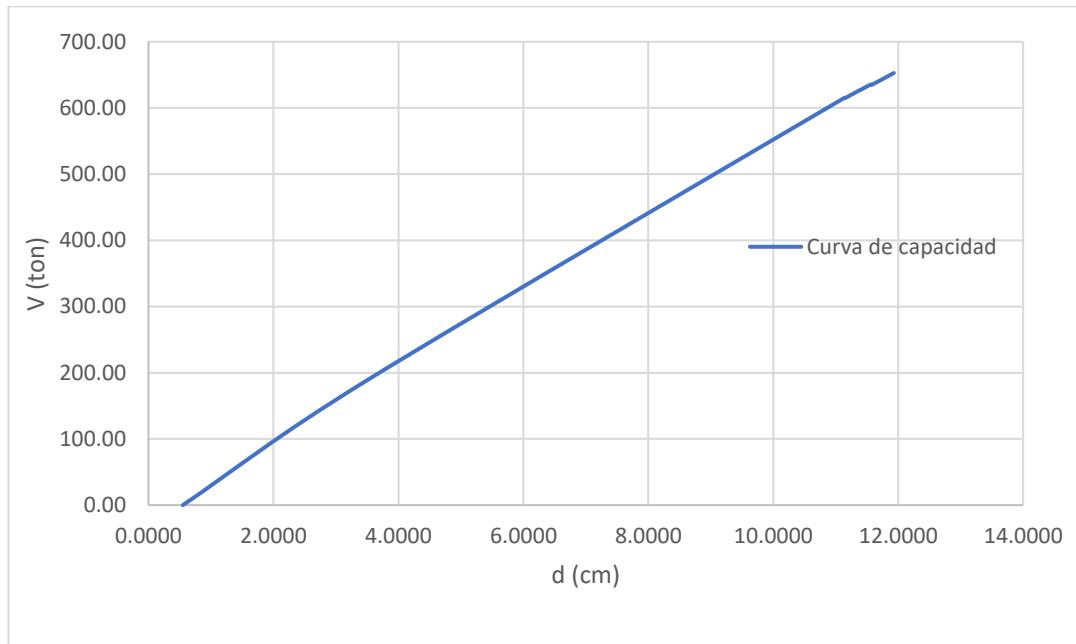
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 140: Curva de capacidad, sentido Y Bloque 1B(hotel)



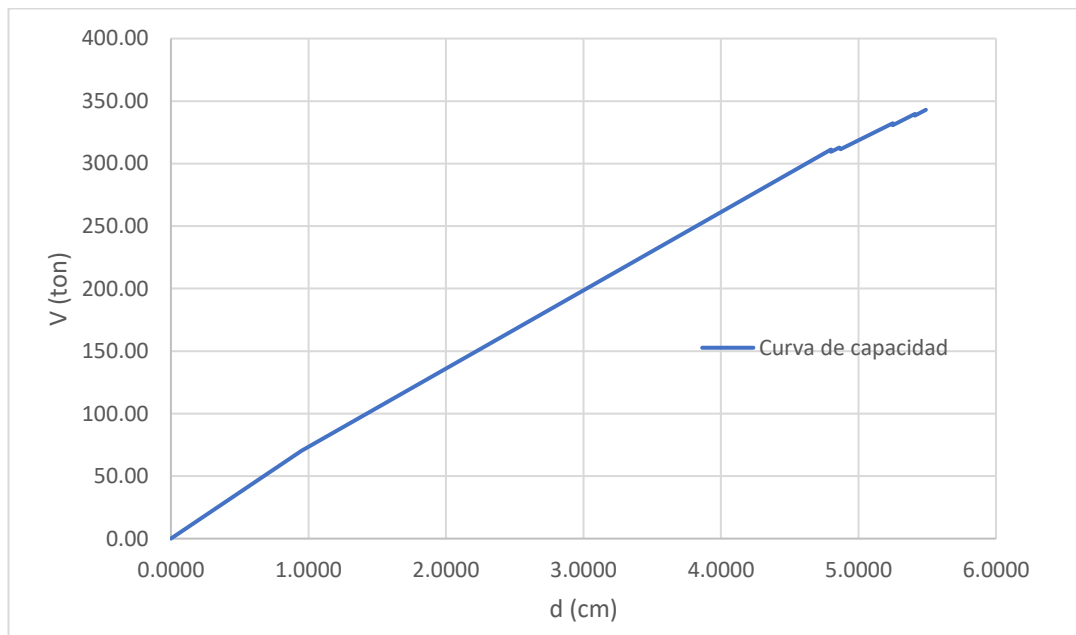
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 141: Curva de capacidad, sentido X Bloque 1C(hotel)



Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 142: Curva de capacidad, sentido Y Bloque 1C(hotel)



Fuente: ETABS 2016

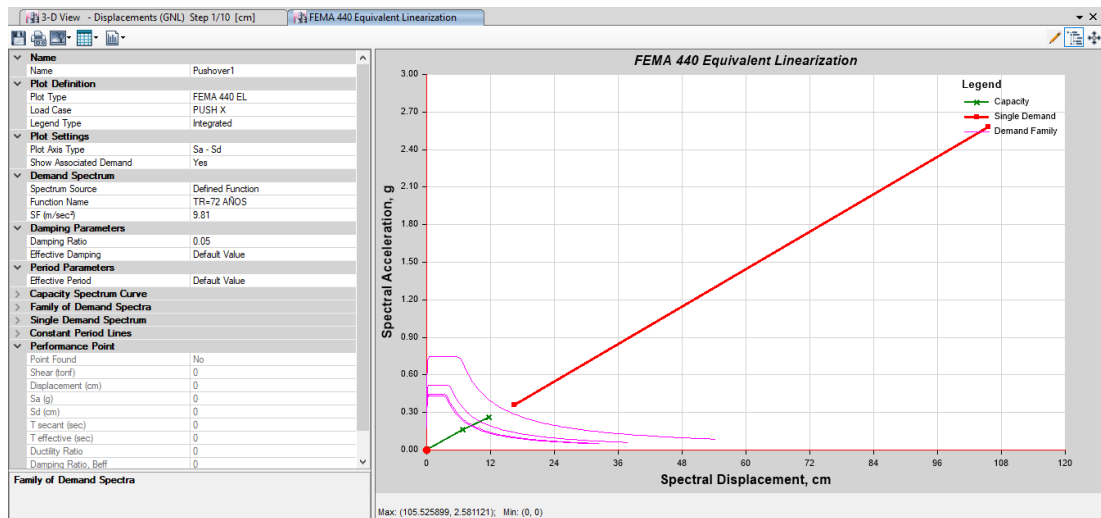
Como se puede evidenciar el comportamiento de los bloques 1A, 1B y 1C es deficiente puesto que una vez que sobrepasa el rango elástico se encuentra próximo al colapso, por lo que ni siquiera puede incurrir en el rango inelástico.

3.1.3.3. Punto de desempeño

Se presentan los resultados de los puntos de desempeño de los Bloques 1A y 1C para los espectros de la NEC con un periodo de retornos de 72 años, 225 años 475 años y 2500 años.

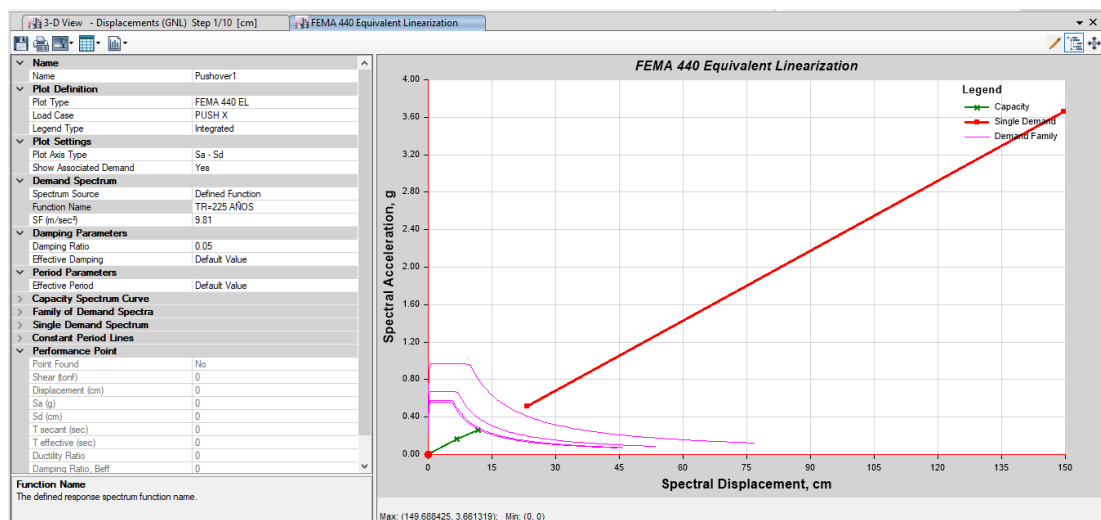
BLOQUE 1A

Fig. N° 143: Punto de desempeño, espectro de respuesta $T_r=72$ años Bloque 1A, sentido X (hotel)



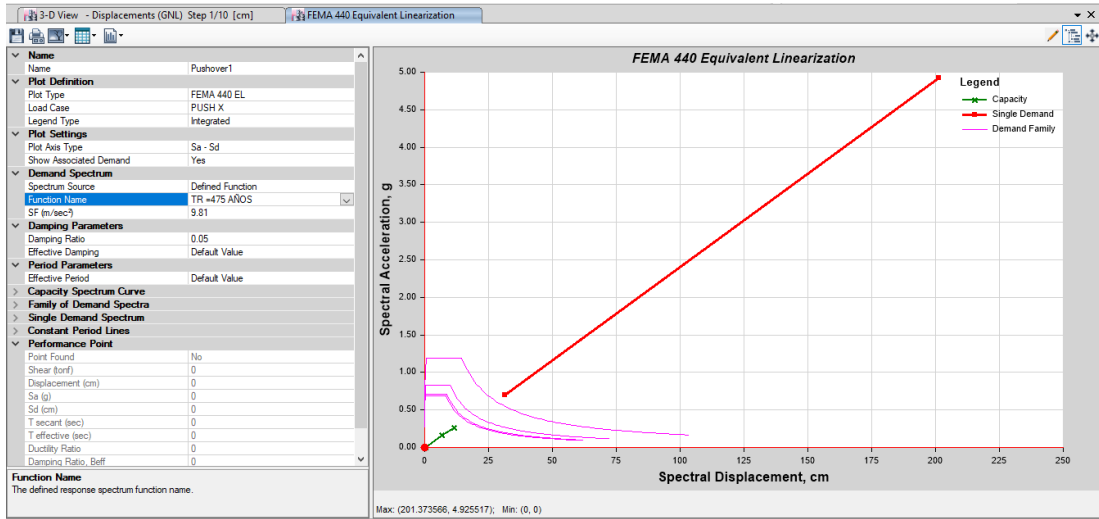
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 144: Punto de desempeño, espectro de respuesta $T_r=225$ años Bloque 1A, sentido X (hotel)



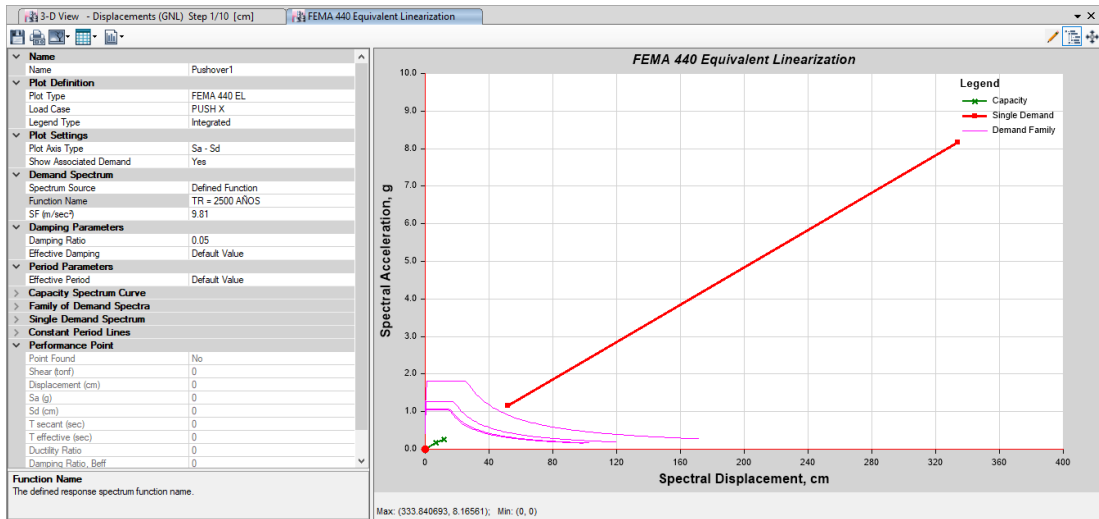
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 145: Punto de desempeño, espectro de respuesta $T_r=475$ años Bloque 1A, sentido X (hotel)



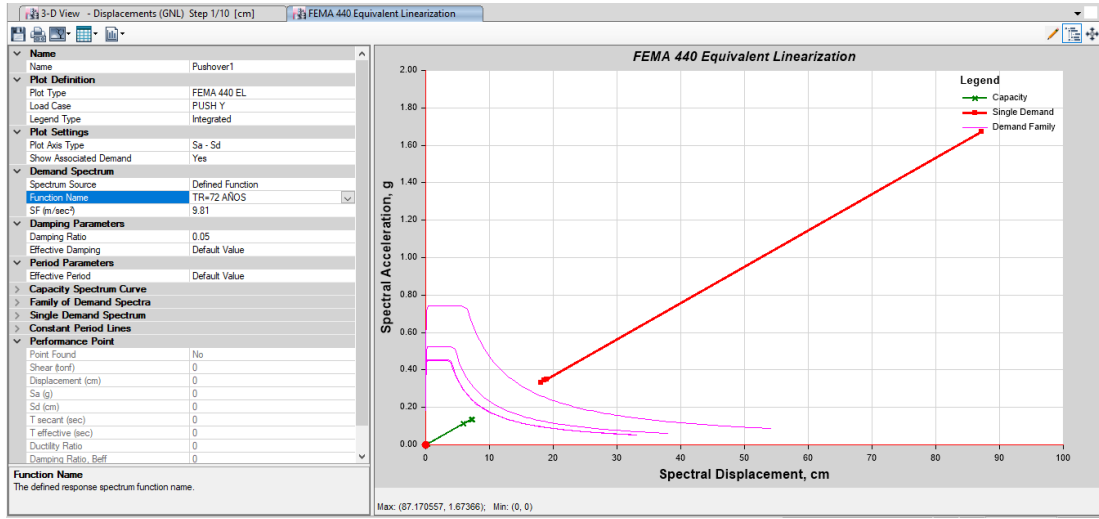
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 146: Punto de desempeño, espectro de respuesta $T_r=2500$ años Bloque 1A, sentido X (hotel)



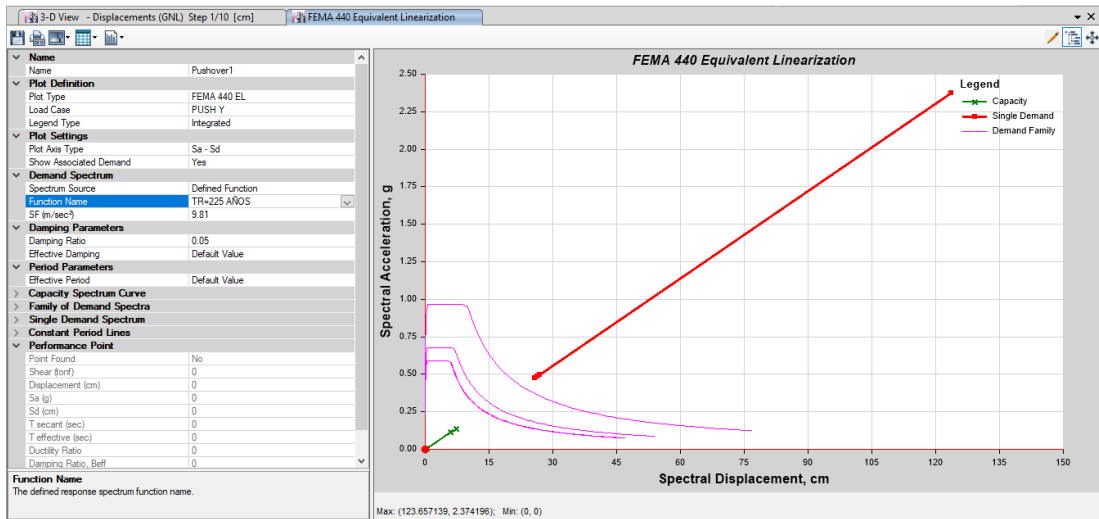
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 147: Punto de desempeño, espectro de respuesta $T_r=72$ años Bloque 1A, sentido Y (hotel)



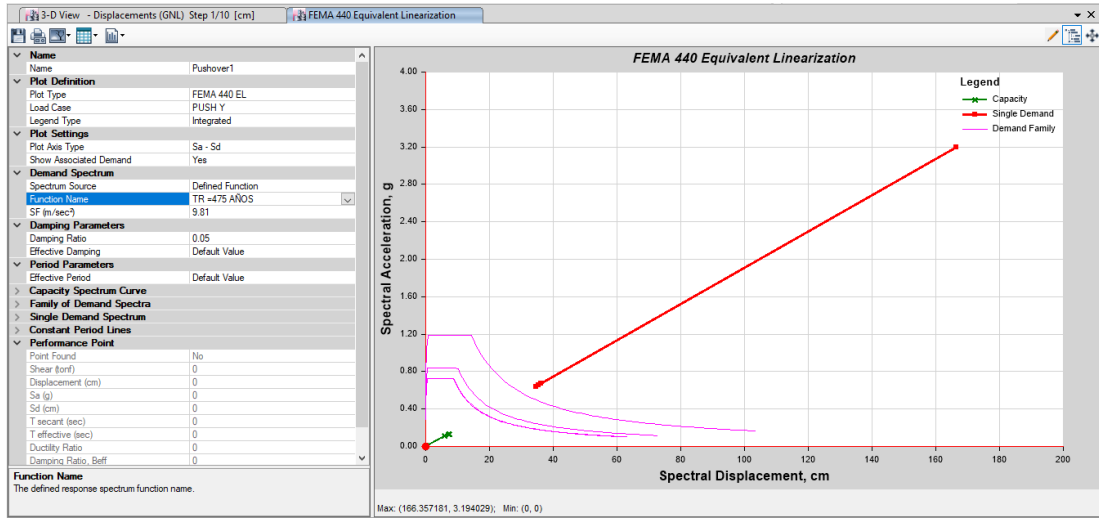
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 148: Punto de desempeño, espectro de respuesta $T_r=225$ años Bloque 1A, sentido Y (hotel)



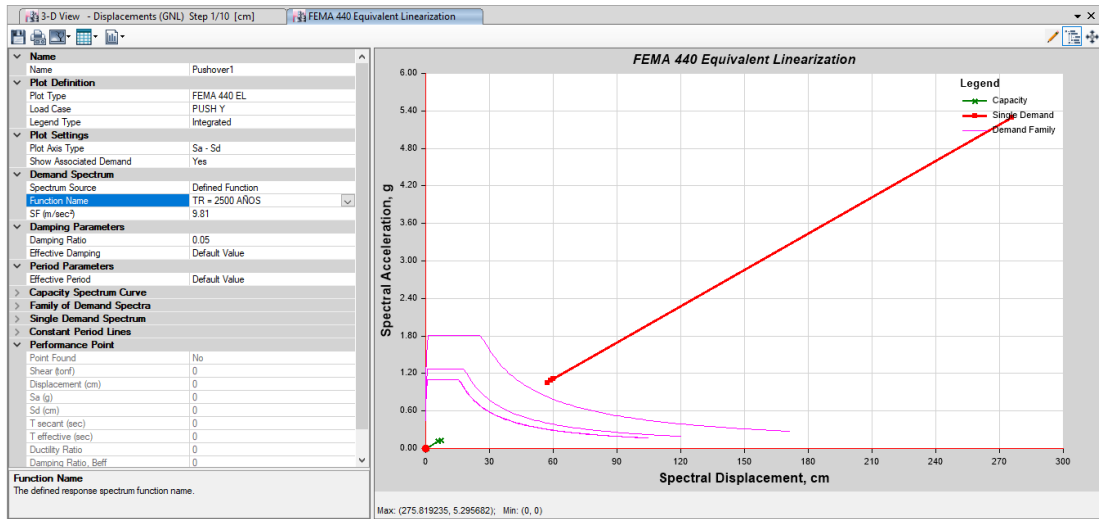
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 149: Punto de desempeño, espectro de respuesta $T_r=475$ años Bloque 1A, sentido Y (hotel)



Fuente: ETABS 2016

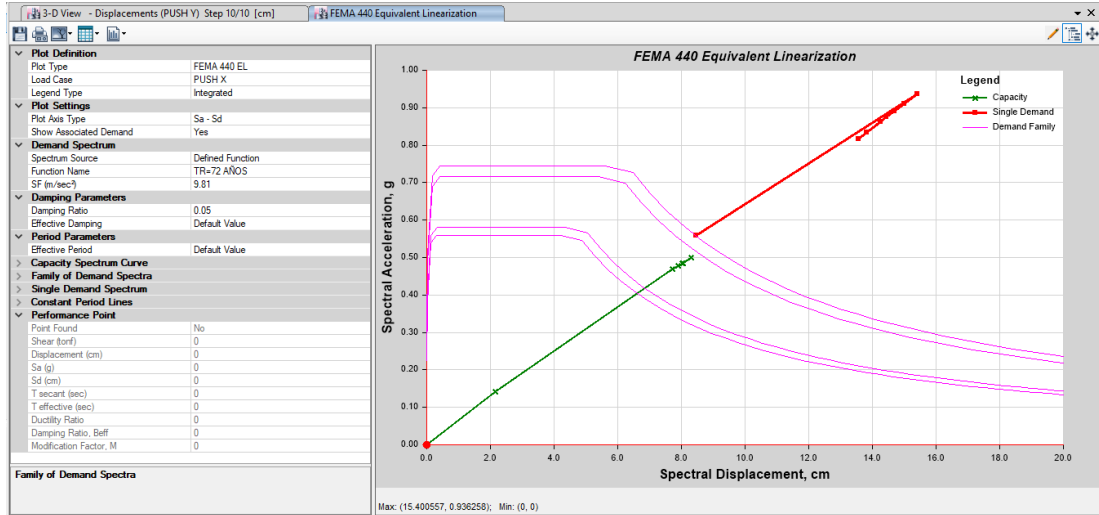
Fig. N° 150: Punto de desempeño, espectro de respuesta $T_r=2500$ años Bloque 1A, sentido Y (hotel)



Fuente: ETABS 2016

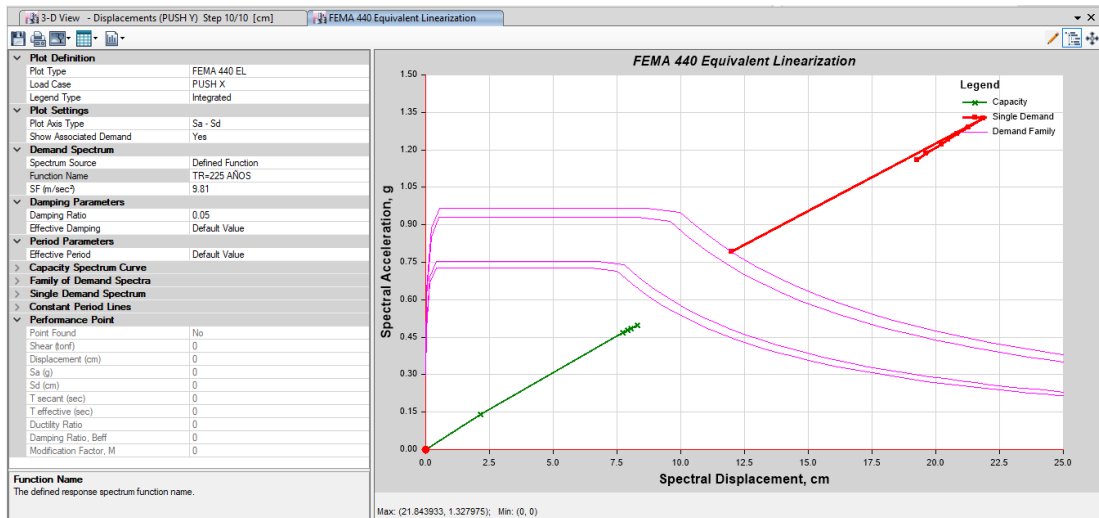
BLOQUE 1C

Fig. N° 151: Punto de desempeño, espectro de respuesta $T_r=72$ años Bloque 1C, sentido X (hotel)



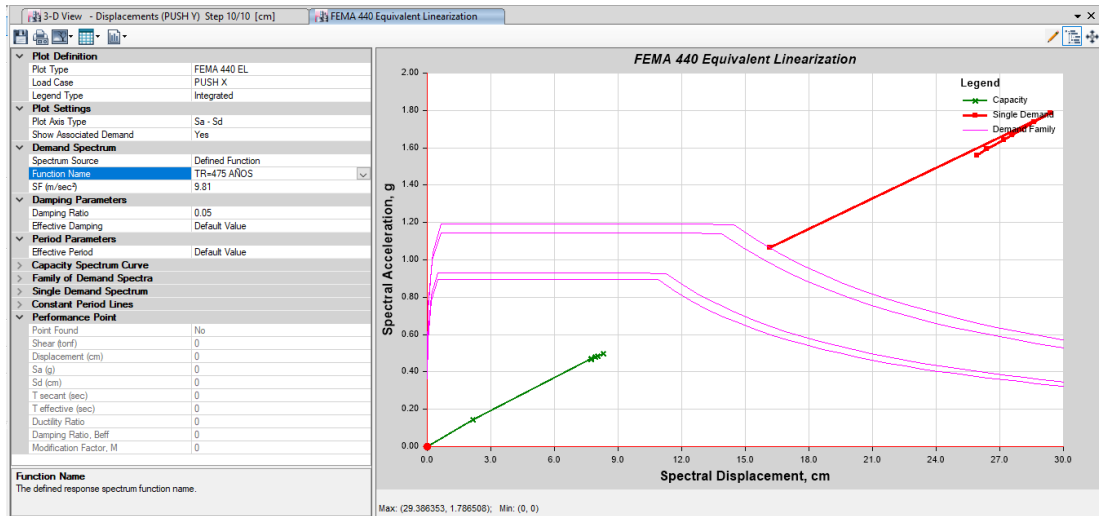
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 152: Punto de desempeño, espectro de respuesta $T_r=225$ años Bloque 1C, sentido X (hotel)



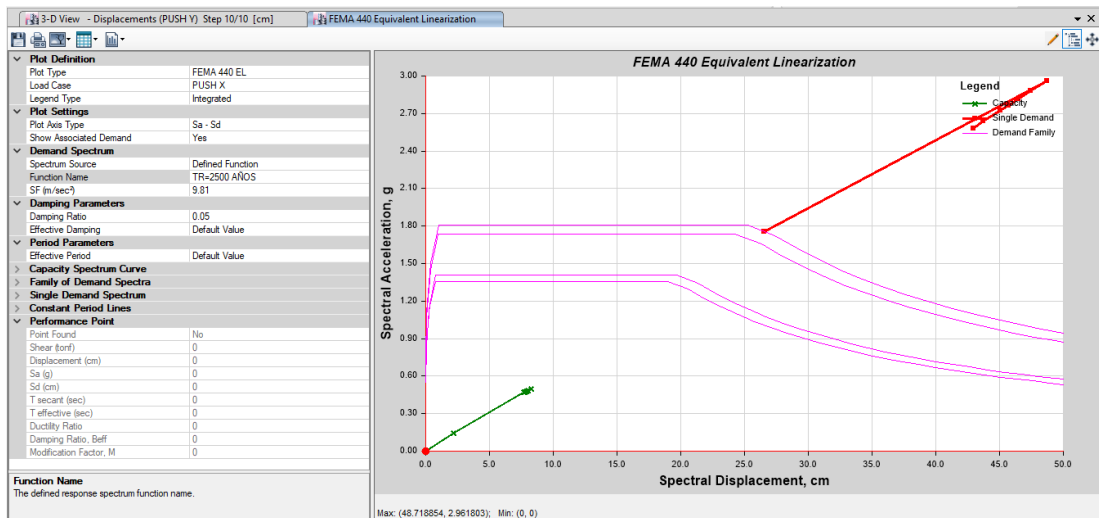
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 153: Punto de desempeño, espectro de respuesta $T_r=475$ años Bloque 1C, sentido X (hotel)



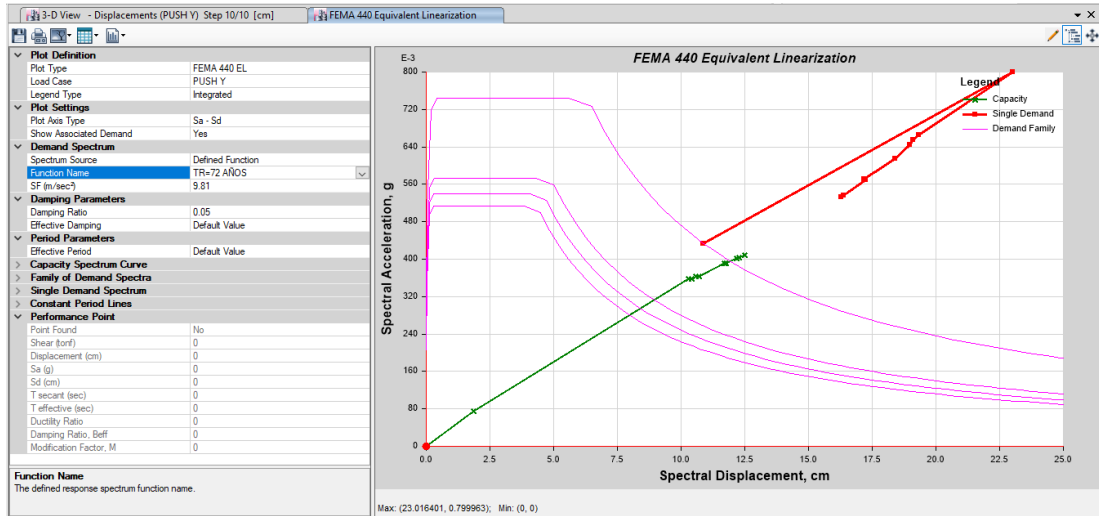
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 154: Punto de desempeño, espectro de respuesta $T_r=2500$ años Bloque 1C, sentido X (hotel)



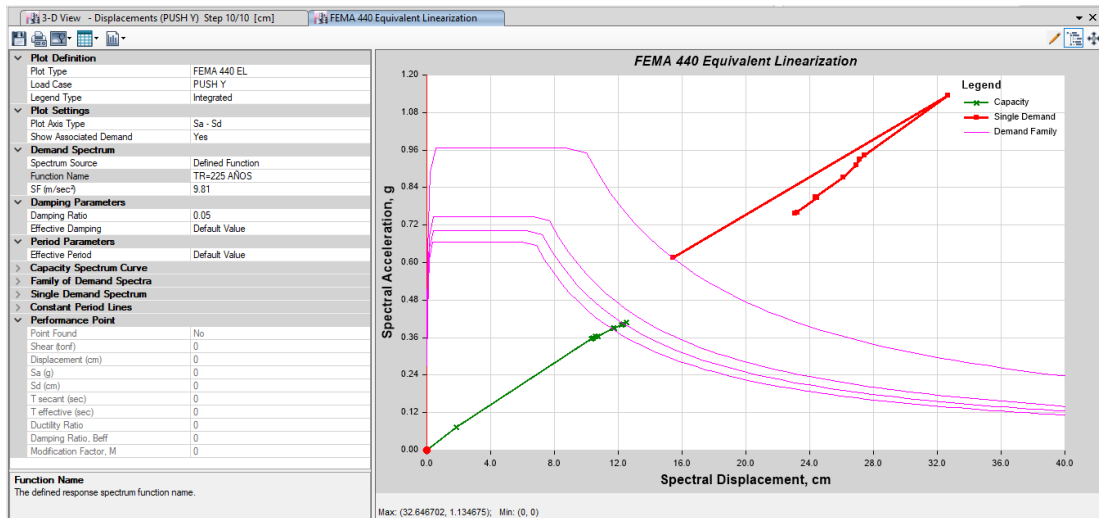
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 155: Punto de desempeño, espectro de respuesta $T_r=72$ años Bloque 1C, sentido Y (hotel)



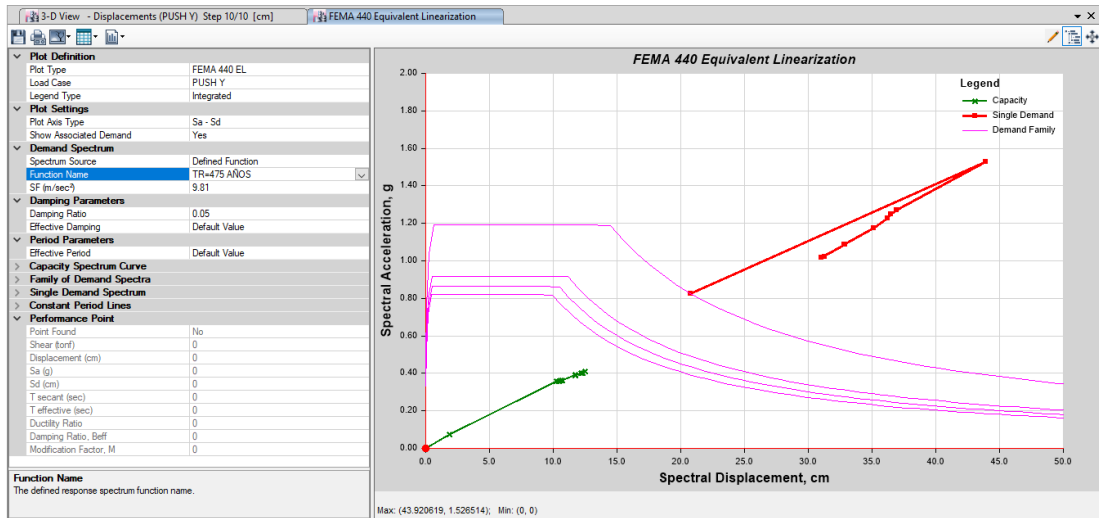
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 156: Punto de desempeño, espectro de respuesta $T_r=225$ años Bloque 1C, sentido Y (hotel)



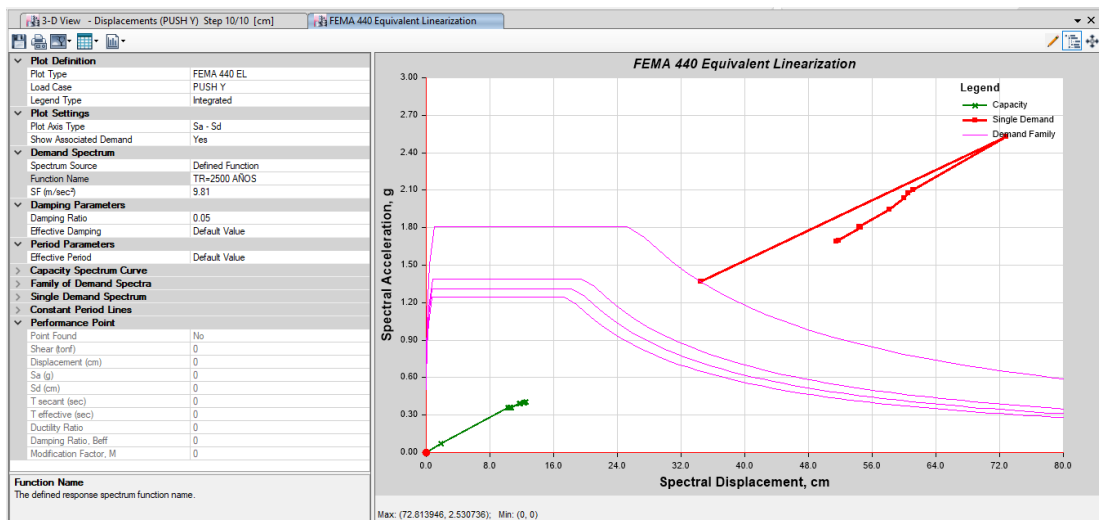
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 157: Punto de desempeño, espectro de respuesta $T_r=475$ años Bloque 1C, sentido Y (hotel)



Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 158: Punto de desempeño, espectro de respuesta $T_r=2500$ años Bloque 1C, sentido Y (hotel)



Fuente: ETABS 2016

Como se muestra en cada una de las figuras anteriores no fue posible obtener un punto de desempeño para ningún caso de demanda sísmica, esto es porque la curva de capacidad del Bloque 1A, 1C carece de resistencia y ductilidad y para dichas demandas la estructura llegaría al colapso.

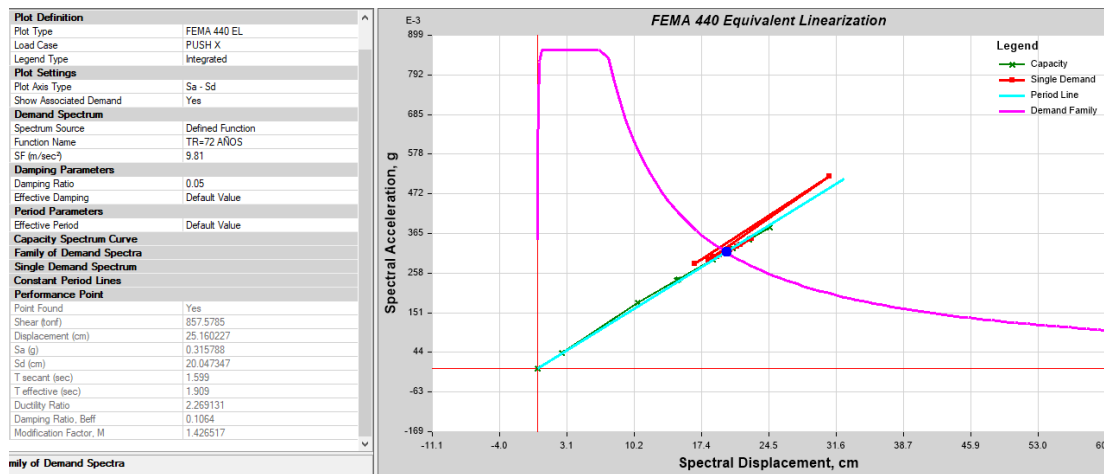
La construcción de la curva de capacidad está en función a los armados de los elementos estructurales y al no haber conocido los armados reales se armaron con los

mínimos requeridos, por esta razón se obtuvo una curva deficiente que no se puede considerar como la curva de capacidad real de la estructura por las razones mencionadas.

Con los resultados obtenidos muestran que la estructura necesita de un reforzamiento tanto a nivel de elemento como a nivel global. El reforzamiento global es necesario para eliminar los desplazamientos excesivos de la estructura para que tenga mayor rigidez, este reforzamiento se puede lograr con la incorporación de muros estructurales y diagonales rigidizadoras. Finalmente, el reforzamiento a nivel de elemento ayudará a las secciones existentes a soportar las demandas de carga solicitadas.

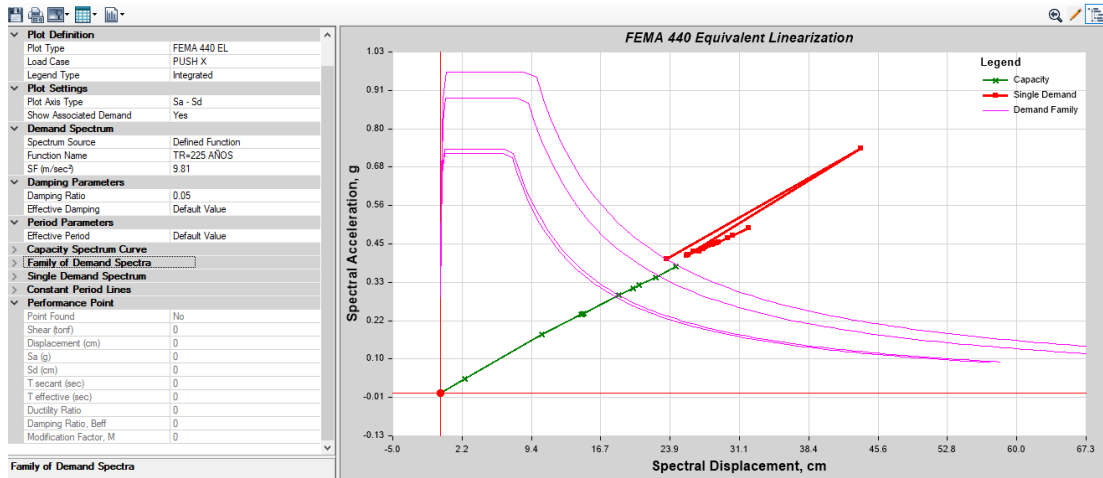
Se presentan los resultados de los puntos de desempeño del Bloque 1B para los espectros de la NEC con un periodo de retornos de 72 años, 225 años 475 años y 2500 años.

Fig. N° 159: Punto de desempeño, espectro de respuesta $T_r=72$ años Bloque 1B, sentido X (hotel)



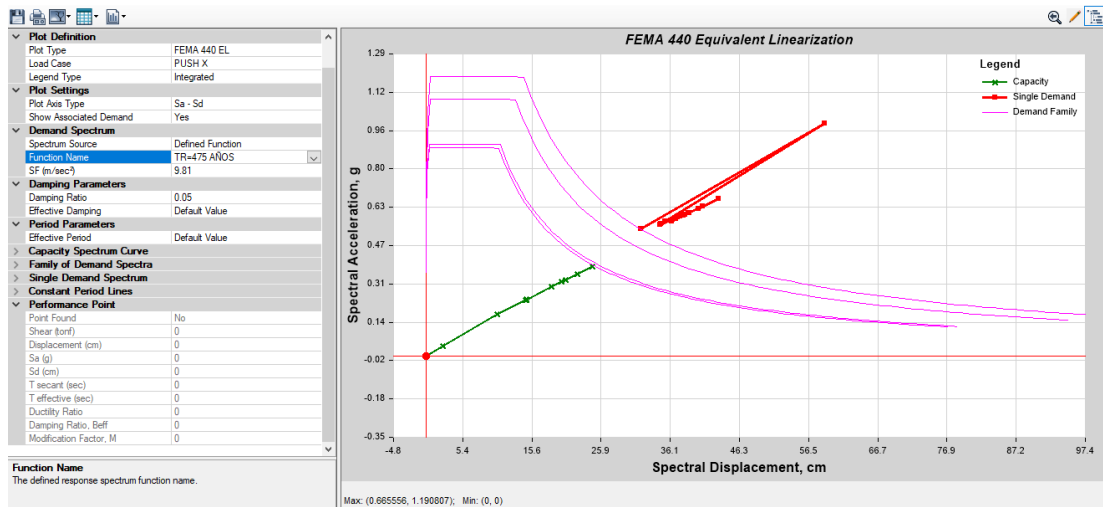
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 160: Punto de desempeño, espectro de respuesta $T_r=225$ años Bloque 1B, sentido X (hotel)



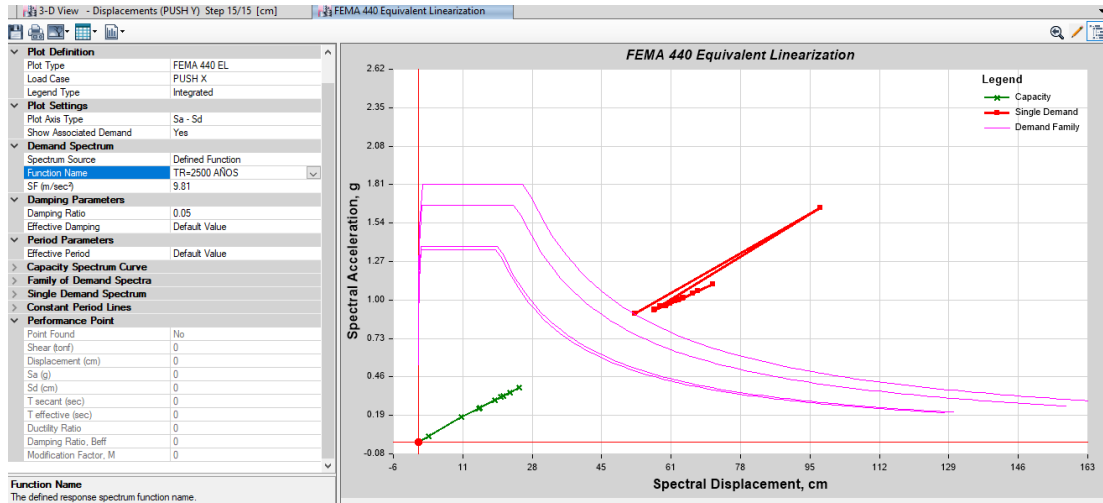
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 161: Punto de desempeño, espectro de respuesta $T_r=475$ años Bloque 1B, sentido X (hotel)



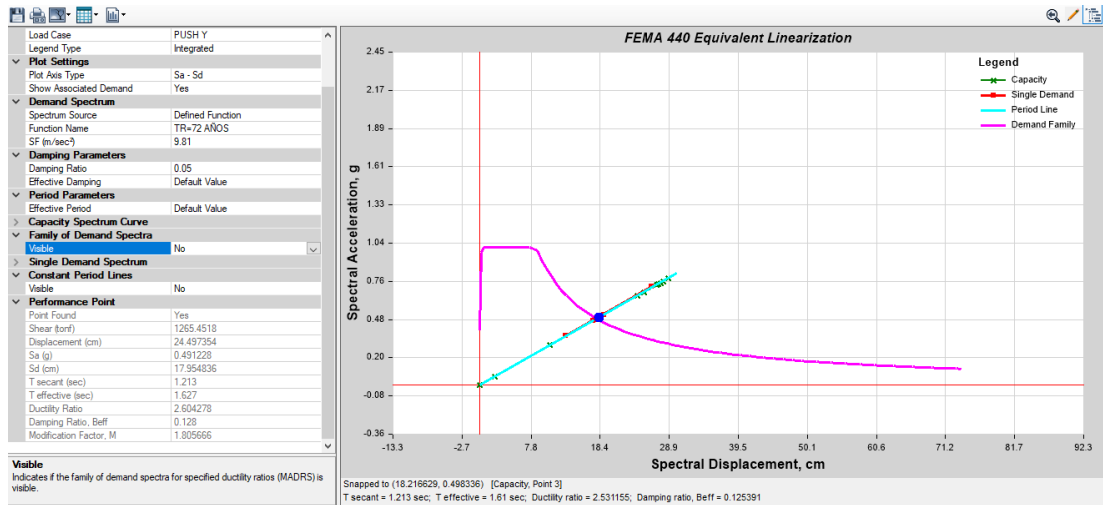
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 162: Punto de desempeño, espectro de respuesta $T_r=2500$ años Bloque 1B, sentido X (hotel)



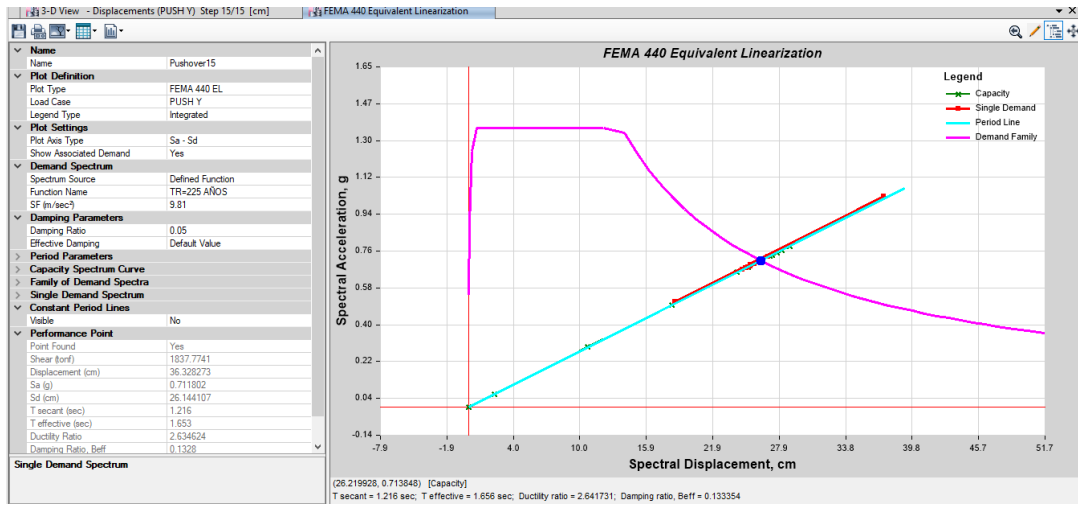
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 163: Punto de desempeño, espectro de respuesta $T_r=72$ años Bloque 1B, sentido Y (hotel)



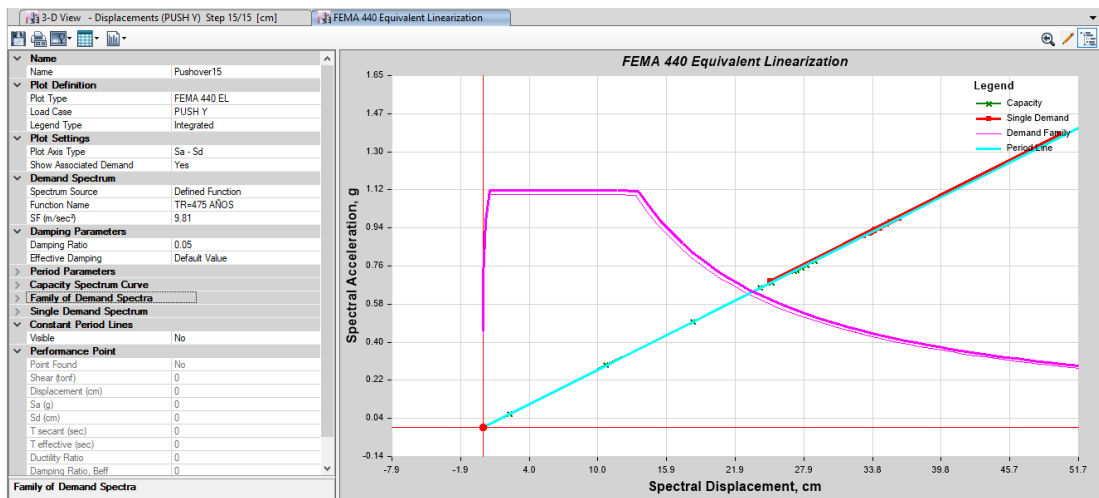
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 164: Punto de desempeño, espectro de respuesta Tr=225 años Bloque 1B, sentido Y (hotel)



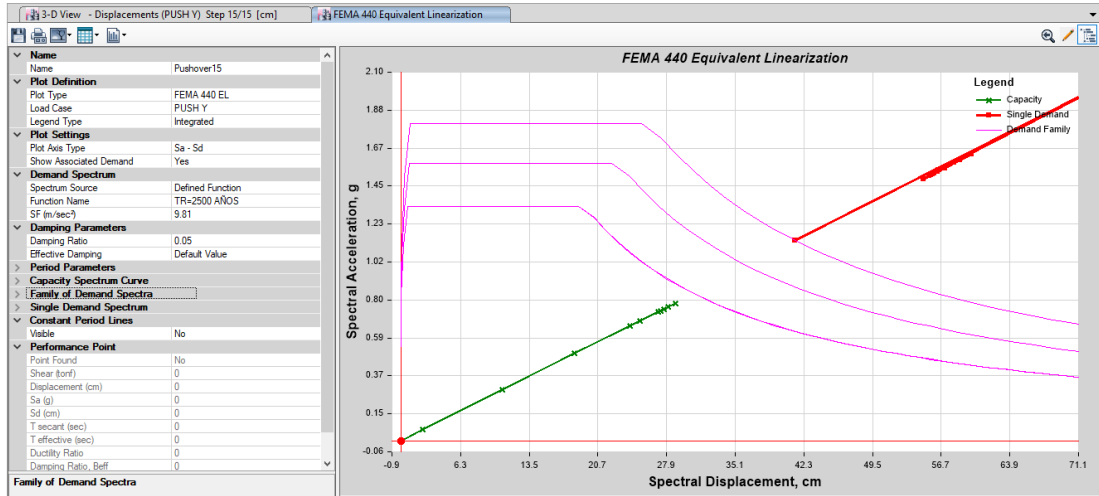
Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 165: Punto de desempeño, espectro de respuesta Tr=475 años Bloque 1B, sentido Y (hotel)



Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 166: Punto de desempeño, espectro de respuesta $T_r=2500$ años Bloque 1B, sentido Y (hotel)



Fuente: ETABS 2016

Como se puede observar se ha obtenido el punto de desempeño en el Bloque 1B en la demanda con periodo de retorno de 72 años para el sentido X, mientras que para el sentido Y existe punto de desempeño en las demandas de periodo de retorno de 72 años y 225 años de acuerdo al método de linealización equivalente establecido por el FEMA 440, estos puntos de desempeño obtenidos deben evaluarse para verificar si la estructura cumple con el objetivo de desempeño descrito por el Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995).

3.1.3.4. Representación bilineal de la curva de capacidad

Para representar la curva de capacidad como una curva bilineal del Bloque 1B para ambos sentidos X y Y se debe seguir los lineamientos establecidos por el FEMA 356.

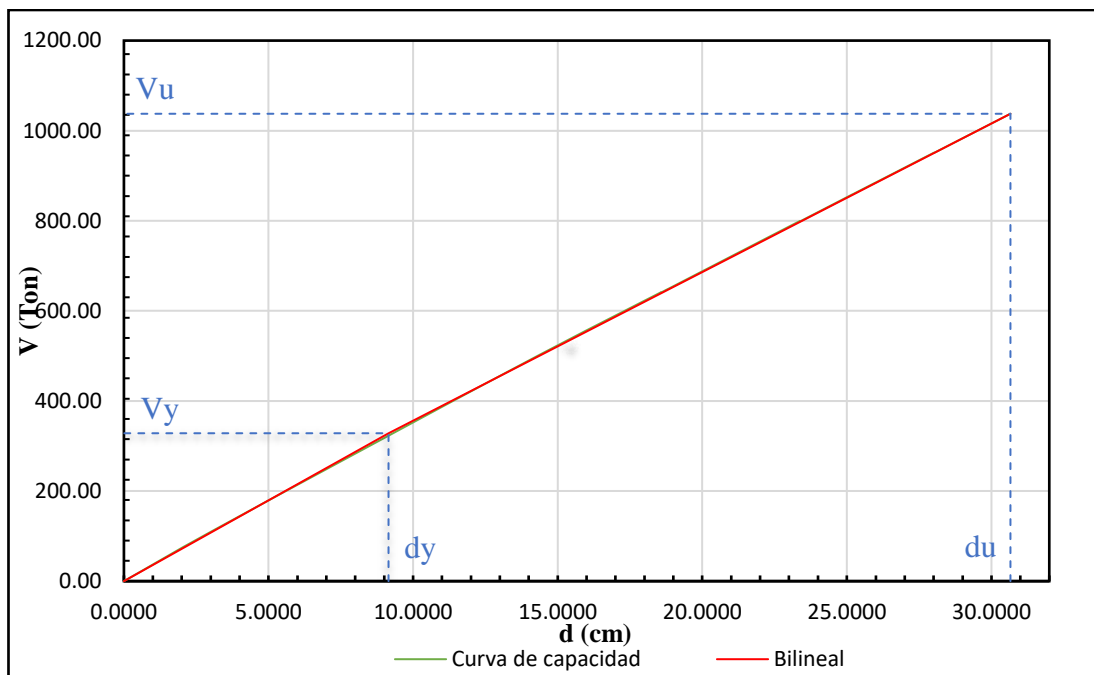
Tabla N° 144: Puntos de bilinealización de la curva de capacidad, sentido X Bloque 1B (hotel)

Punto de fluencia efectiva	
DY (Ton)	VY (Ton)
9.1493	328.35
Punto antes del colapso	
Du (Ton)	Vu (Ton)
30.6566	1037.58
Rigidez inicial	
Ki (ton/m)	3588.84
Rigidez lateral efectiva	

Ke (ton/m)	3588.84
Rigidez pos-elástica	
α	0.9189

Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 167: Bilinealización de la curva de capacidad, sentido X Bloque 1B (hotel)



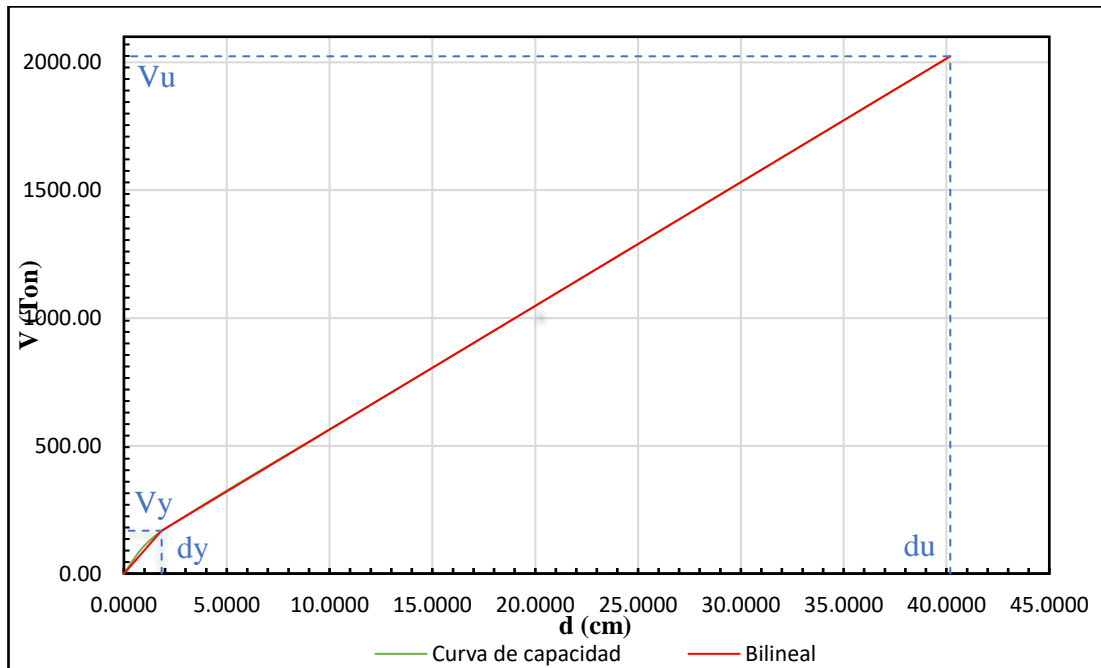
Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 145: Puntos de bilinealización de la curva de capacidad, sentido Y Bloque 1B (hotel)

Punto de fluencia efectiva	
DY (Ton)	VY (Ton)
1.8324	168.01
Punto antes del colapso	
Du (Ton)	Vu (Ton)
40.1855	2023.71
Rigidez inicial	
Ki (ton/m)	9168.65
Rigidez lateral efectiva	
Ke (ton/m)	9168.645
Rigidez pos-elástica	
α	0.5277

Fuente: ETABS 2016

Fig. N° 168: Bilinealización de la curva de capacidad, sentido Y Bloque 1B (hotel)

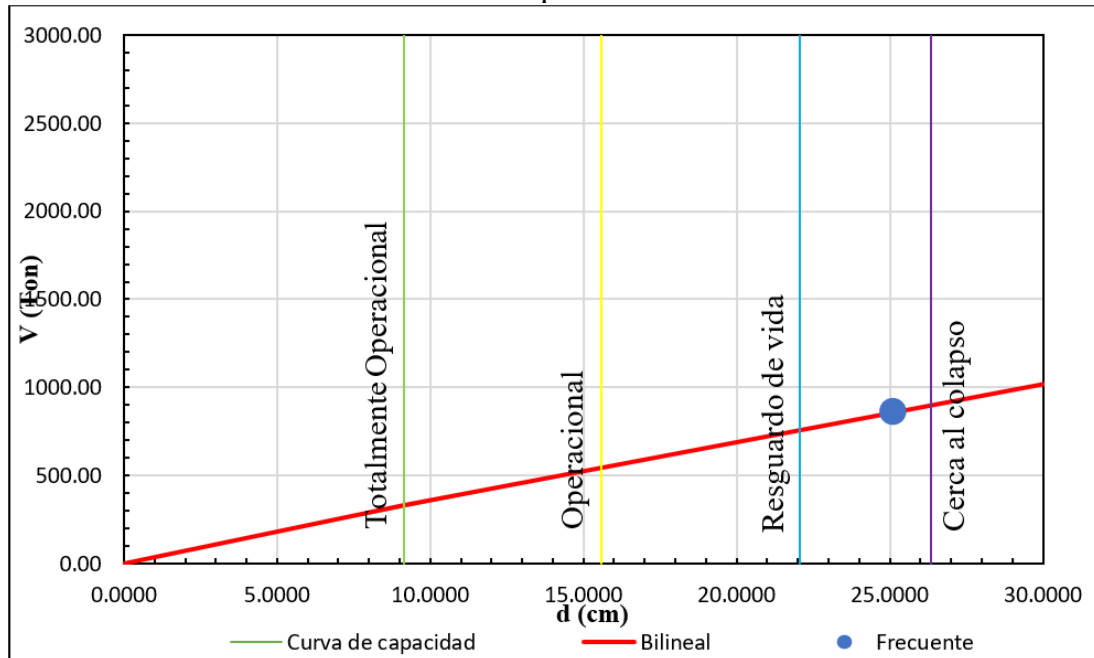


Fuente: ETABS 2016

3.1.3.5. Evaluación del nivel de desempeño

Se realiza la sectorización de la curva bilineal de acuerdo al nivel de desempeño que establece el Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) con los puntos de desempeño obtenidos en la demanda con periodo de retorno de 72 años para el sentido X, mientras que para el sentido Y existe punto de desempeño en las demandas de periodo de retorno de 72 años y 225 años, con el fin de verificar el nivel de desempeño alcanzado en el Bloque 1B.

Fig. N° 169: Nivel de desempeño obtenido por cada demanda sísmica en sentido X Bloque 1B



Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 146: Niveles de desempeño esperado sentido X Bloque 1B (hotel)

Nivel de Demanda Sísmica	Nivel de Desempeño de la Edificación				
	Totalmente operacional	Operacional	Resguardo de la vida	Cerca al colapso	Colapso
Frecuente				X	
Ocasional					X
Raro					X
Muy Raro					X
	Nivel esperado para edificaciones de uso básico				
X	Nivel existente del edificio de análisis				

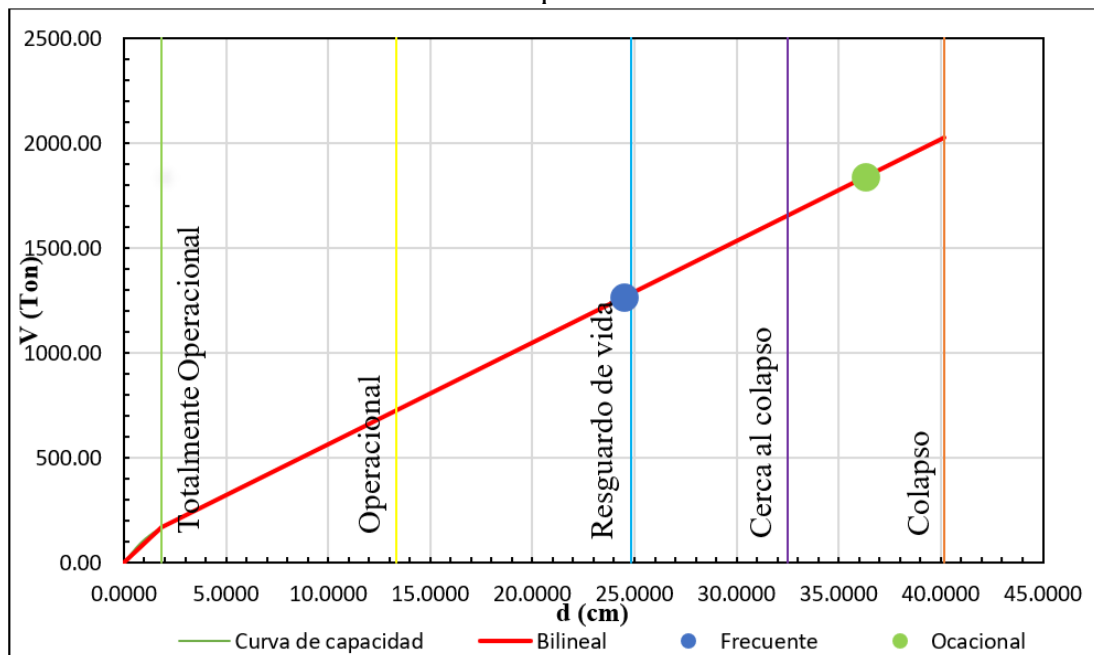
Fuente: Joselyn Chicaiza

El Proyecto de la Familia Pallo Sarabia se considera en la categoría de otras estructuras de acuerdo a la NEC 2015, el nivel esperado de este tipo de estructuras para un nivel de amenaza sísmica frecuente es totalmente operacional, para un nivel ocasional es operacional, para un nivel raro es seguridad de vida y para un nivel muy raro se espera que la estructura no colapse.

Los resultados que indica la tabla N° 146 muestran que el Bloque 1B en el sentido X no cumple con los objetivos de desempeño que establece el Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995), para el nivel de amenaza sísmica frecuente se obtuvo un nivel de

desempeño cerca al colapso, en este nivel los daños en estructura son prácticamente irreparables y ante una nueva replica la estructura colapsaría, pero se tiene un remanente de seguridad para que las personas puedan evacuar, para los demás niveles de demanda la estructura llegaría al colapso.

Tabla N° 147: Nivel de desempeño obtenido por cada demanda sísmica en sentido Y Bloque 1B



Fuente: ETABS 2016

Tabla N° 148: Niveles de desempeño esperado sentido Y Bloque 1B (hotel)

Nivel de Demanda Sísmica	Nivel de Desempeño de la Edificación				
	Totalmente operacional	Operacional	Resguardo de vida	Cerca al colapso	Colapso
Frecuente			X		
Ocasional				X	
Raro					X
Muy Raro					X
	Nivel esperado para edificaciones de uso básico				
X	Nivel existente del edificio de análisis				

Fuente: Joselyn Chicaiza

Los resultados que indica la tabla N° 148 para el Bloque 1B sentido Y, tampoco cumplen con los objetivos de desempeño esperados, ya que para el nivel de amenaza sísmica frecuente se obtuvo un nivel de desempeño de resguardo de la vida, en este nivel se presentan daños estructurales como no estructurales, la funcionalidad del

edificio queda totalmente interrumpida se debe evaluar los daños estructurales para verificar si es que es posible su reparación en este nivel se garantiza la seguridad de vida de los ocupantes, para los demás niveles de demanda la estructura llegaría al colapso.

3.2. Verificación de la hipótesis

De acuerdo a los resultados obtenidos del Proyecto de la familia Pallo Sarabia, ubicado en la ciudad de Ambato, aplicando el análisis modal espectral y análisis estático no lineal PUSHOVER, se demostró que no es factible el cambio de uso de la edificación de hotel a hospital ya que afectaría a la estabilidad estructural porque la estructura es potencialmente peligrosa en condiciones actuales ante un evento sísmico, se debe realizar un estudio de reforzamiento adecuado para su factibilidad.

CAPÍTULO IV.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. Conclusiones

- Con el ensayo realizado con el martillo esclerométrico, en las secciones de vigas, columnas y losas, se ha determinado una resistencia a la compresión promedio del hormigón de $f^c=240$ kg/cm². De acuerdo con la documentación existente del estudio de suelos, se comparó el número de golpes existente promedio de 28.84, ubicándose en el rango del suelo tipo D, según lo establecido en la NEC 2015, $50 > N \geq 15$, los datos se corroboraron calculando la velocidad de onda de corte V_s , y se obtuvo un valor de 310.29 m/s, ubicando al suelo en el rango del suelo tipo D, porque se encuentra en los intervalos de $360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$.
- Se determino las irregularidades en planta y elevación de cada uno de los bloques 1A, 1B, 1C que conforman toda la estructura, tanto para el bloque 1A como 1B, presentaron dos tipos de irregularidad en planta: retrocesos excesivos en las esquinas y ejes estructurales no paralelos, y también presentó irregularidades en elevación del tipo irregularidad geométrica. Para el bloque 1C, se presentaron las mismas irregularidades en planta: retrocesos excesivos en las esquinas y ejes estructurales no paralelos, pero no se presentó irregularidades en elevación.
- Se realizó una evaluación estructural mediante un análisis modal espectral, como primera instancia, se analizó como hotel, ubicándose en la categoría de otras estructuras de acuerdo al factor de importancia establecida por la NEC 2015, para el bloque 1A el periodo de vibración fundamental obtenido de acuerdo al análisis modal es de 1.607s, y el periodo límite obtenido por la NEC fue de 0.874s por lo que el bloque A no cumple con el periodo. EL periodo fundamental obtenido por el análisis modal del bloque 1B es de 1.951, sobrepasa el periodo de la NEC de 0.874s, por lo que no cumple con la norma, finalmente para el bloque 1C, el periodo calculado por el análisis modal es de 1.348s, mucho mayor al límite calculado de acuerdo a la NEC de 0.741s, no cumple con la norma ningún bloque de la estructura. Se obtuvo las derivas de cada bloque en cada nivel de la estructura, en el bloque 1A, mostraron que

todas las derivas de cada nivel sobre pasa el 2% de lo permitido por la NEC, lo mismo ocurre para el bloque 1B en ambas direcciones X e Y, en el bloque 1C para la dirección X, las derivas obtenidas son menores al 2%, en esta caso si cumple con los requisitos de la NEC 2015 para dicha dirección de análisis, sin embargo para la dirección Y, todas las derivas obtenidas sobrepasaron al límite del 2%, exceptuando los niveles N+18.33, N+21.93.

- Se realizó un análisis de los elementos estructurales resistentes a carga lateral, con el uso de la edificación como hotel, en ambos bloques 1A, 1B, 1C, los radios de demanda capacidad para las vigas son mayores que 1, para las columnas y muros, algunas cargas de demanda se encuentran fuera del diagrama de iteraciones, por lo que las secciones se encuentran sobre esforzadas.
- Se realizó el análisis estático no lineal en cada uno de los bloques de la estructura, con el método de linealización equivalente propuesta por el FEMA 440 y con el uso de la edificación como hotel. En el caso del bloque 1A, no se pudo obtener un punto de desempeño en ninguna dirección X e Y, debido a que las demandas sísmicas, sobrepasan a la curva de capacidad de la estructura, en el caso del bloque 1B, en la dirección X, se obtuvo un punto de desempeño únicamente para las demandas de espectro con $T_r=72$ años y 225 años, en la dirección Y, no se obtuvo punto de desempeño, en el caso del bloque 1C no fue posible determinar un punto de desempeño, así que de igual manera, las demandas sobrepasan a la capacidad de la estructura.
- Se evaluó los puntos de desempeño obtenidos de cada bloque de la estructura, para los bloques 1A y 1C, donde no fue posible la obtención de puntos de desempeño, se llega a la conclusión que las demandas sísmicas provocarían el colapso de las estructuras. En el caso del bloque 1B, donde se obtuvieron los puntos de desempeño, para los sismos frecuente con $T_r= 72$ años, el punto de desempeño cae en el rango de cerca al colapso, y lo esperado para este sismo, es que se encuentre en el rango de ocupación inmediata, por lo que no cumple con el objetivo esperado, la estructura presentará daños estructurales y no estructurales, que pueden ser reparables o no reparables de acuerdo a su evaluación. Para el sismo ocasional con $T_r= 225$ años, el punto de desempeño se encuentra en el rango de seguridad de vida, y lo que se espera para esta

demanda sísmica, es que se encuentre en el rango operacional, tampoco cumple con el objetivo esperado, los daños que se alcanzarían en la edificación son totalmente irreparables y ante una réplica de eventos sísmicos, la estructura colapsaría.

- Con los resultados obtenidos con la modelación de la estructura como uso de hotel, se concluyó que no es factible realizar un cambio de uso de la edificación, puesto a que si la estructura no cumple con los requisitos normativos con el uso exclusivo de hotel, tampoco cumplirá con los requisitos para el uso de hospital, debido a que, al considerarse como una estructura esencial, los criterios normativos son más estrictos para estas edificaciones, por esta razón, solamente se realizó el análisis considerando a la estructura como uso de hotel.
- Se considera que el deficiente desempeño sísmico de la edificación en estudio se debe a que la edificación del Proyecto de la Familia Pallo Sarabia no fue construida de acuerdo a la planificación establecida en los planos estructurales, debido a que no cumple con las secciones, ni armados de vigas y columnas que establecen dichos planos adjuntados en el Anexo B.

4.2. Recomendaciones

- Se recomienda realizar un estudio de reforzamiento de la estructura, tanto para nivel de elemento como a nivel global para que cumpla con los requisitos normativos.
- Se recomienda que, al realizar un estudio de reforzamiento, también se realice un estudio de la cimentación de la edificación debido que al reforzar la estructura incrementarían las cargas.
- Se recomienda contar con los equipos necesarios para la obtención real de la resistencia de los materiales y armados de acero en cada elemento estructural, para realizar un análisis más cercano a la realidad de la estructura.
- Se recomienda verificar la documentación, tanto de planos arquitectónicos como estructurales existentes, y los estudios adjuntados en los anexos.

MATERIALES DE REFERENCIA

Referencias Bibliográficas

- [1] R. L. Bonett Díaz, “Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada.,” *Tesis Dr. en Xarxa*, pp. 9–46, 2003, [Online]. Available: <http://hdl.handle.net/2117/93542>
- [2] J. J. Pérez-Gavilán, J. Aguirre, and L. Ramírez, “Sismicidad y seguridad estructural en las construcciones: Lecciones aprendidas en México,” *Salud Publica Mex.*, vol. 60, no. 3, pp. S41–S51, 2018, doi: 10.21149/9300.
- [3] L. J. García Vinces, J. Palacios Rodríguez, A. M. Escobar Molina, and L. D. Zambrano Cevallos, “Análisis Estructural y propuesta de reforzamiento del edificio de Facultad de Ciencias Humanísticas de la Universidad Técnica de Manabí,” *Rev. Investig. en Energía, Medio Ambient. y Technol. RIEMAT ISSN 2588-0721*, vol. 6, no. 1, p. 14, 2021, doi: 10.33936/riemat.v6i1.3686.
- [4] Y. Pavisic, “REFORZAMIENTO Y REPARACIÓN ESTRUCTURAL DE PILARES EN EDIFICACIONES DE HORMIGÓN ARMADO,” pp. 23–34, 2017, [Online]. Available: <http://201.159.223.2/handle/123456789/1887>
- [5] M. Guaño, “Estudio de la influencia de los sistemas de reforzamiento, mediante un análisis estructural, para mejorar la respuesta sismorresistente del edificio de la Contraloría General del Estado-Regional 1,” pp. 2–3, 2018.
- [6] L. A. Escamilla Hernández and H. Ramírez de Alba, “Rehabilitación para un cambio de uso y prolongación de la vida útil en edificaciones,” *Ingeniería*, vol. 15, no. 1, pp. 27–36, 2011.
- [7] J. Carrillo, “Evaluation of the seismic vulnerability of structures using a performance design,” *Dyna*, vol. 75, no. 155, pp. 91–102, 2008.
- [8] B. E. Bedón Bassante, “ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE ADMINISTRACIÓN DE EMPRESAS, BLOQUE 1, DE LA FACULTAD DE CIENCIAS ADMINISTRATIVAS

MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES,” 2021.

- [9] A. Del Rio Bueno, “PATOLOGÍA, REPARACIÓN Y REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO DE EDIFICACIÓN,” *Univ. Politécnica Madrid*, pp. 245–314, 2019, doi: 10.2307/j.ctvvgx4m1.9.
- [10] A. Alzate Buitrago, “IDENTIFICACIÓN DE PATOLOGÍAS ESTRUCTURALES EN EDIFICACIONES INDISPENSABLES DEL MUNICIPIO DE SANTA ROSA DE CABAL (SECTOR EDUCATIVO).,” p. 111, 2017.
- [11] E. Diego, A. Valencia, E. Luis, and F. Guevara, *NEC PELIGRO SISMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE*. 2015.
- [12] S. Safina Melone, “Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico,” *Tesis Dr. en Xarxa*, pp. 23–36, 2003, [Online]. Available: <https://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6226/12CAPITULO3.pdf?sequence=12&isAllowed=y>
- [13] “Clasificación de Estructuras | Arcus Global.” <https://www.arcus-global.com/wp/clasificacion-de-estructuras/> (accessed May 27, 2022).
- [14] U. Mena Hernandez, “Evaluación del riesgo sísmico en zonas urbanas,” *Tesis Dr. en Xarxa*, vol. 2, pp. 8–35, 2002, [Online]. Available: https://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6222/03CAPITULO_2.pdf?sequence=3&isAllowed=y
- [15] R. Chávez-López and E. Bojórquez-Mora, “Análisis de peligro sísmico probabilístico usando una nueva medida de intensidad sísmica,” *DYNA*, vol. 83, no. 195, pp. 206–215, 2016, doi: 10.15446/dyna.v83n195.50231.
- [16] D. Presichi, “Aplicación de los métodos estático y dinámico modal para el diseño sísmico de edificios con disipadores de energía,” *Univ. Nac. Autónoma México*, p. 96, 2007.
- [17] D. Rodríguez, “Análisis sismorresistente mediante el método modal espectral de un edificio habitacional ubicado en la comuna de tomé,” *Univ. Católica la*

- Santísima Concepción*, p. 105, 2016, [Online]. Available: [http://repositoriodigital.ucsc.cl/bitstream/handle/25022009/1044/Diego Alfonso Rodríguez Cuevas.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://repositoriodigital.ucsc.cl/bitstream/handle/25022009/1044/Diego%20Alfonso%20Rodr%C3%ADguez%20Cuevas.pdf?sequence=1&isAllowed=y)
- [18] P. Cárdenas Mesías and V. Talmatch González, “Comparación Técnica De Estructuras Metálicas, Analizadas Mediante El Método Lineal De Segundo Orden Y Análisis Estático No Lineal (Pushover),” *J. Chem. Inf. Model.*, vol. 53, no. 9, pp. 1689–1699, 2017, [Online]. Available: <http://repositorio.puce.edu.ec/handle/22000/12309>
- [19] A. Albuja *et al.*, “Evaluación Y Rehabilitación de Estructuras,” *Norma Ecuatoriana la Construcción*, vol. 5, pp. 1–185, 2015, [Online]. Available: <https://n9.cl/403t6>
- [20] D. Santos Cavalho and L. Díaz López, “Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cuatro pisos diseñado con el Reglamento Nacional de Edificaciones y aceptando una deriva máxima de 1%,” 2013.
- [21] J. A. Hernández Caneiro and Y. Mielles Bravo, “Comportamiento De Secciones De Hormigón Sometidas a Flexión Reforzadas Con Barras De Acero O Prf,” *Researchgate*, no. July, pp. 1–15, 2015, doi: 10.13140/RG.2.1.2122.6086.
- [22] L. Y. Allauca Sanchez, “DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO APORTICADO DE CINCO PISOS DISEÑADO CON LAS NORMAS PERUANAS DE EDIFICACIONES,” *Pontif. Univ. CATÓLICA DEL PERÚ*, pp. 1–125, 2006.
- [23] V. A. Pinoargote Rovello, “VERIFICACIÓN DEL FACTOR DE REDUCCIÓN SÍSMICO R, PARA EL ANÁLISIS INELÁSTICO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO DE ACUERDO AL NEC-11,” *Univ. CATÓLICA SANTIAGO GUAYAQUIL*, vol. 39, no. 1, pp. 1–24, 2014, [Online]. Available: <http://dx.doi.org/10.1016/j.biochi.2015.03.025> <http://dx.doi.org/10.1038/nature10402> <http://dx.doi.org/10.1038/nature21059> <http://journal.stainkudus.ac.id/index.php/equilibrium/article/view/1268/1127> <http://dx.doi.org/10.1038/nrmicro2577>

- [24] J. A. Oliva Escobar, “Curvas de capacidad y fragilidad estructural de tipologías comunmente usadas en el salvador,” p. 120, 2017.
- [25] C. Comarin, R. Niewiarowski, and C. Rojahn, “40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings,” *Appl. Technol. Counc.*, vol. 1, p. 334, 1996.
- [26] C. Velásquez Londoño, “EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DE LA LONGITUD DE ROTACIÓN PLÁSTICA EN VIGAS DE HORMIGÓN PARCIALMENTE PRETENSADAS,” *Univ. Politécnica Catalunya*, vol. 4, no. 1, pp. 724–732, 2017, [Online]. Available: <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/117001>
- [27] A. Standard, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-06)*. 2007. doi: 10.1061/9780784408841.err.
- [28] J. Choque and E. Luque, “Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de edificios de 8 niveles diseñado con la norma E.03,” p. 349, 2019, [Online]. Available: <http://repositorio.unsa.edu.pe/handle/UNSA/8866>
- [29] FEMA 440, “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures,” *FEMA 440, Fed. Emerg. Manag. Agency, Washingt. DC*, vol. 440, no. June, p. 392, 2005.
- [30] R. Medina and J. Music, “Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena,” *Obras y Proy.*, no. 23, pp. 63–77, 2018, doi: 10.4067/s0718-28132018000100063.
- [31] American Society of Testing Materials (ASTM C805/C805M-18), “(ASTM C805/C805M-18) Método de ensayo: Determinación del número de rebote en concreto endurecido.,” no. 502, p. 4, 2018.
- [32] A. C. Institute, *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI 318SUS-14*. 2014.
- [33] M. de D. U. y V. MIDUVI and S. de G. de R. SGR, “2 Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado.,” *Norma Ecuatoriana la*

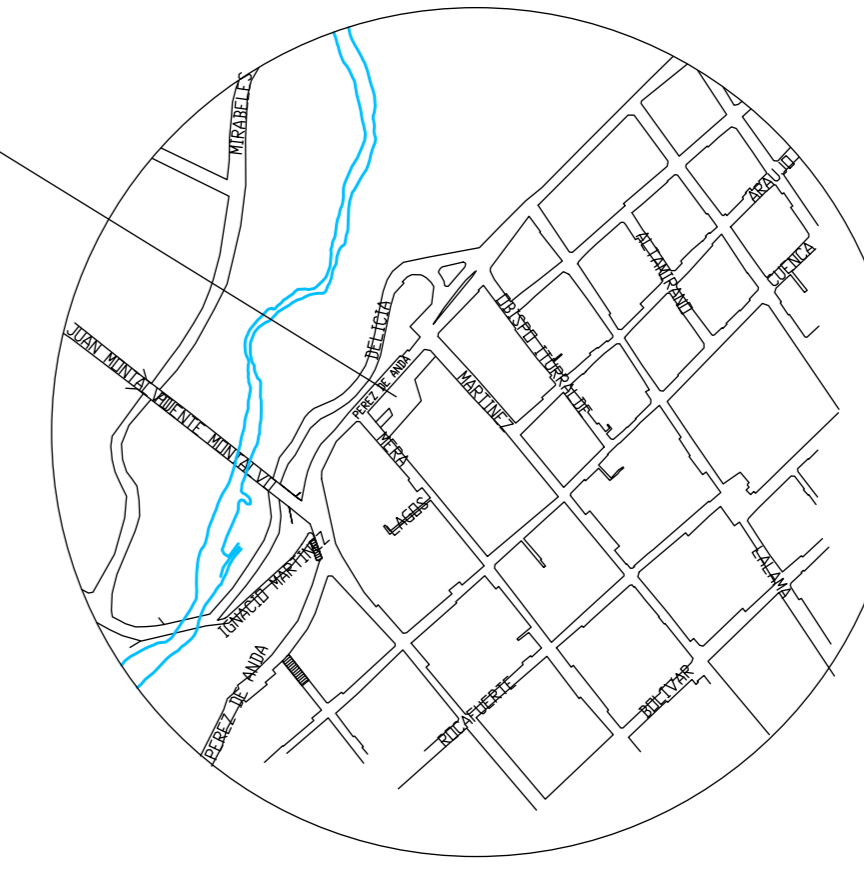
Construcción, p. 107, 2015.

- [34] E. Diego, A. Valencia, E. Luis, and F. Guevara, *Estructuras de hormigón armado*. 2014.
- [35] T. C. D. E. Ingenier, “Obtención de correlaciones para determinar la Resistencia a la compresión y Módulo de rotura del hormigón mediante Ensayos Esclerométricos Trabajo de titulación modalidad Proyecto de Investigación , previo a la obtención del título de Ingeniero Civil AUTO,” 2019.
- [36] G. A. MONTALVO QUINTEROS, “Análisis Cuantitativo Y Cualitativo Del Grado De Vulnerabilidad Sísmica De La Facultad De Ciencias Administrativas De La Universidad Técnica De Ambato, Campus Huachi.,” *J. Chem. Inf. Model.*, p. 204, 2019.

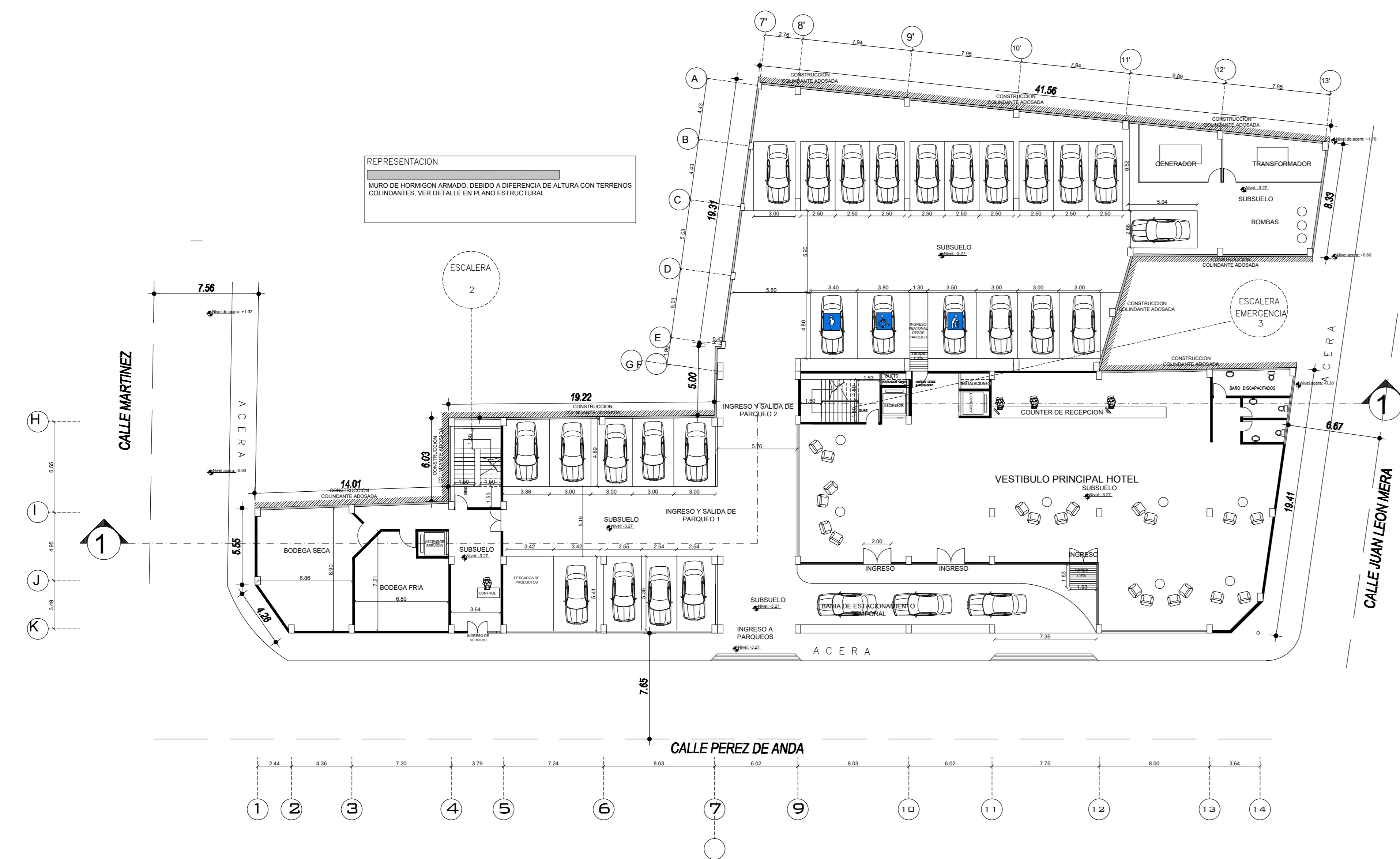
Anexos

ANEXO A
PLANOS ARQUITECTÓNICOS
EXISTENTES

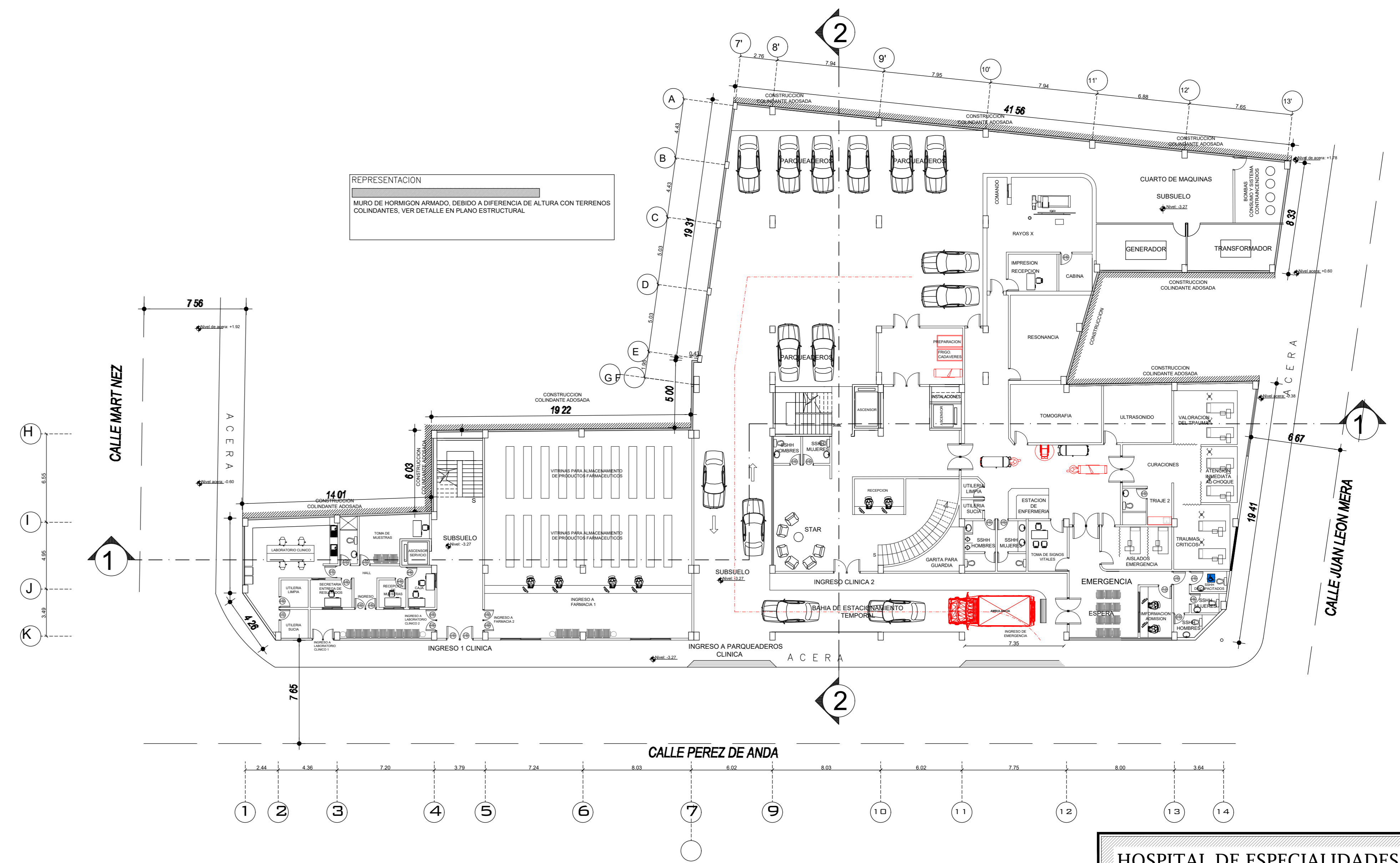
UBICACION
X:763922
Y:9863338



SUBSUELO NIVEL -3.27 EXISTENTE

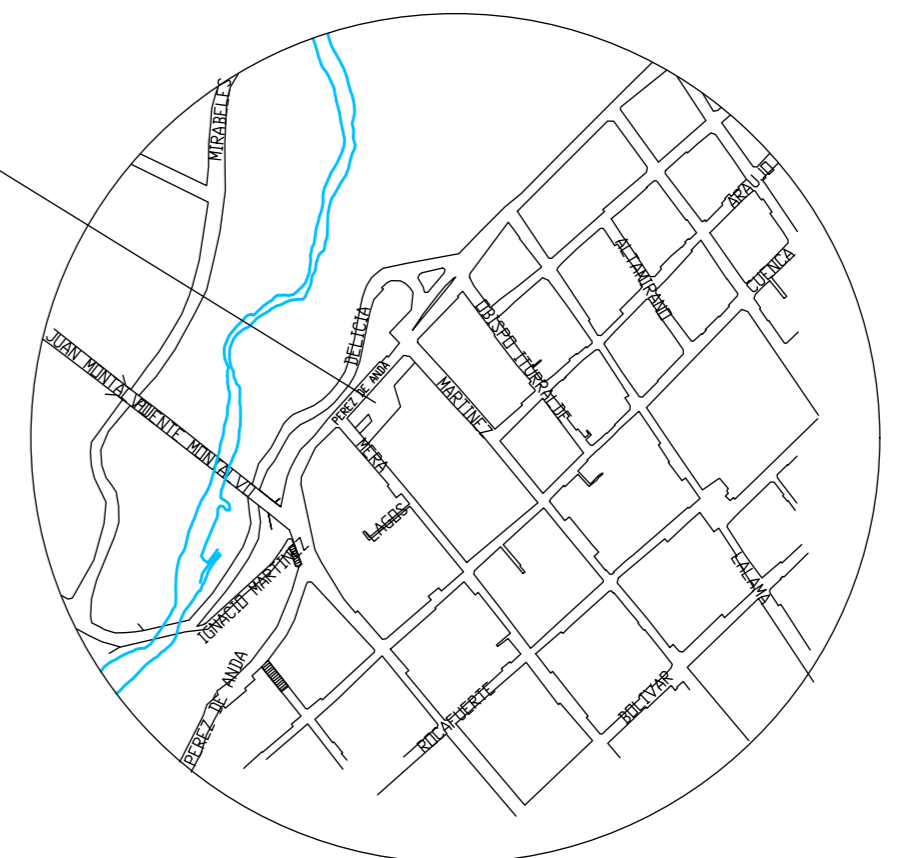


SUBSUELO NIVEL -3.27 MODIFICADO



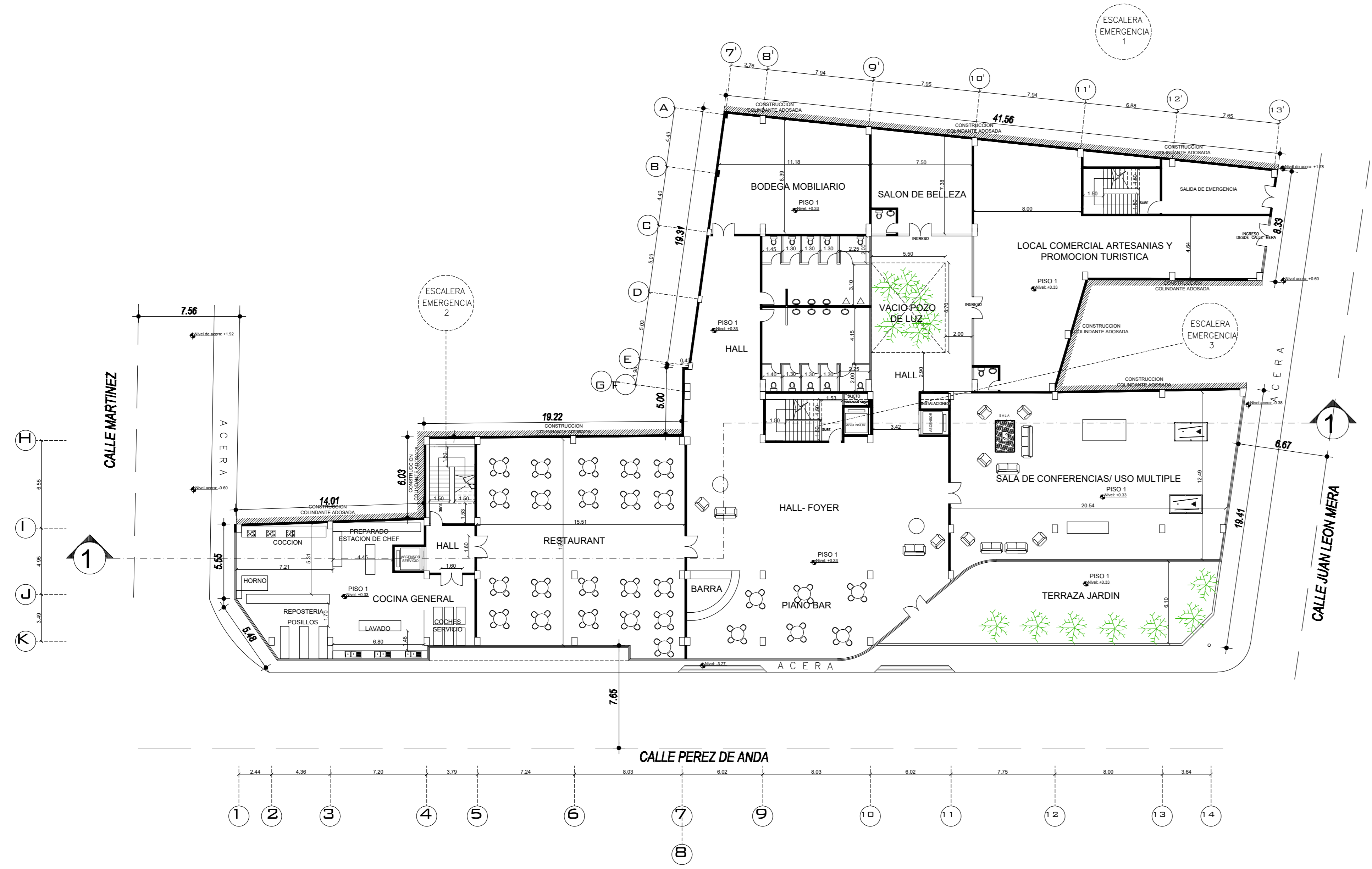
HOSPITAL DE ESPECIALIDADES DR. JAIME PALLO		
PROYECTO: HEREDEROS PALLO SARABIA		
UBICACION: AVENIDA PEREZ DE ANDA	CLASE CATASTRAL: 0200001000000	CONTENIDO: PLANTAS ARQUITECTONICAS
PROYECTISTA: ARQ. SIXTO TORRES	REPRESENTANTE LEGAL:	CONTINENTE: PLANTAS ARQUITECTONICAS
FECHA: JUNIO 2018	ESCALA: ADICIONALES	LAVINA No: 1/7
DIRECCION REGIONAL: R. 010-2018-2003428 P. E. E. 2802 DAVID I. TORRES GARZON INGENIERO CIVIL SELOS DE APROBACION:		

UBICACION
X:763922
Y:9863338



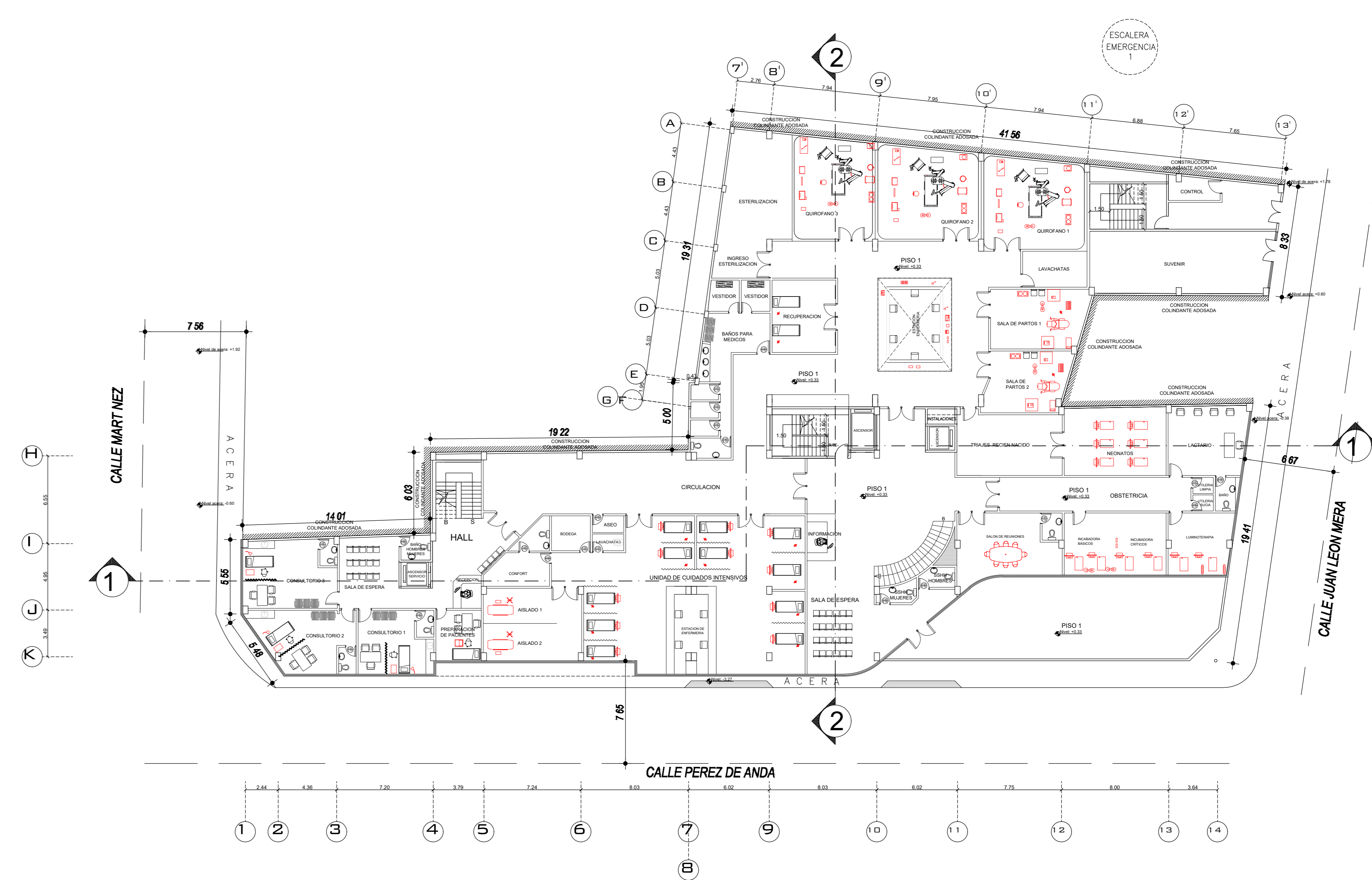
PISO 1 NIVEL +0.33 EXISTENTE

ESCALA 1 200



PISO 1 NIVEL +0.33 MODIFICADO

ESCALA 1 200



HOSPITAL DE ESPECIALIDADES
DR. JAIME PALLO

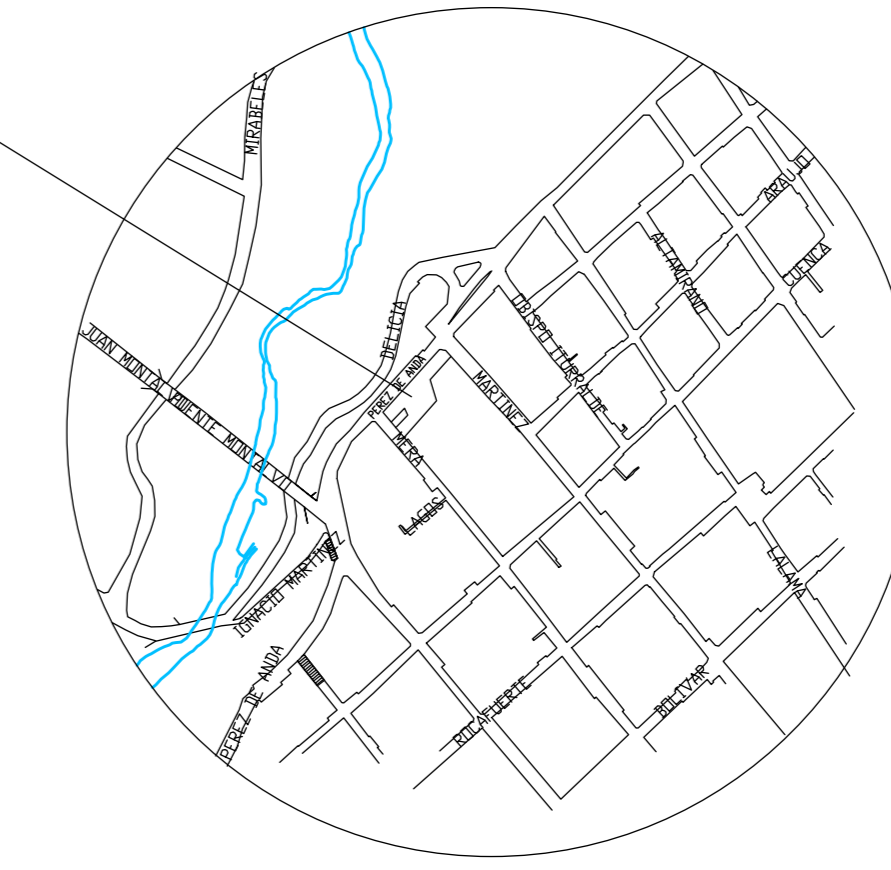
PROPIETARIO: HEREDEROS PALLO SARABIA	
UBICACION: AV. JUAN PÉREZ DE ANDA	CLAVE CATASTRAL: 00000000000000000000
PROYECTO: Edif. 1237	CONTENIDO: PLANOS ARQUITECTONICOS
ARG. SIXTO TORRES	---
FECHA: JUNIO - 2019	LAMINA No: 2/7

PRESENCIA TECNICA:
Registo Sanitario: 10110-2018-2000428
R.U.E. 0002

DAVID I. TORRES GARZON
INGENIERO CIVIL

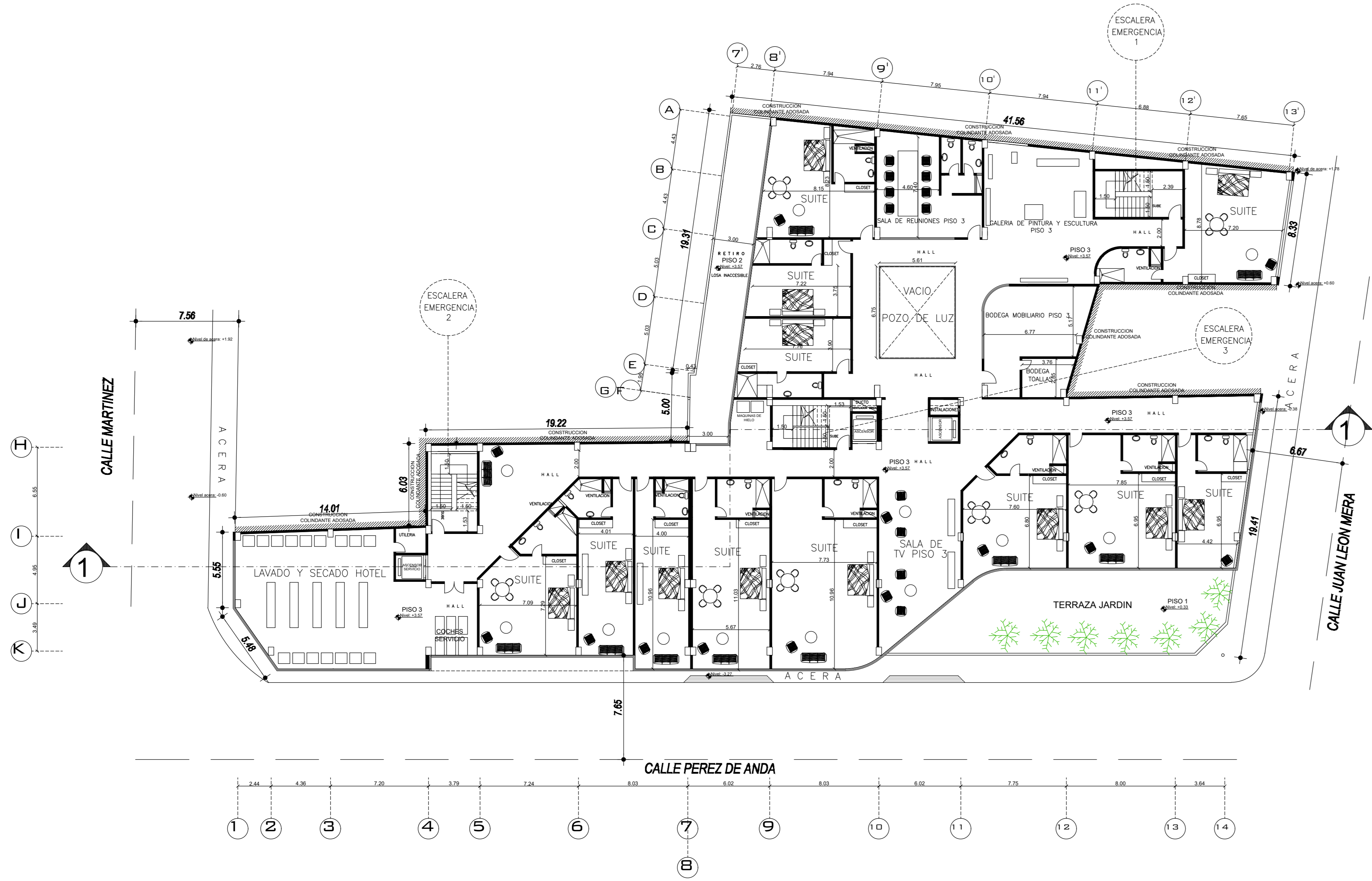
SELOS DE APROBACION:

UBICACION
X:763922
Y:9863338



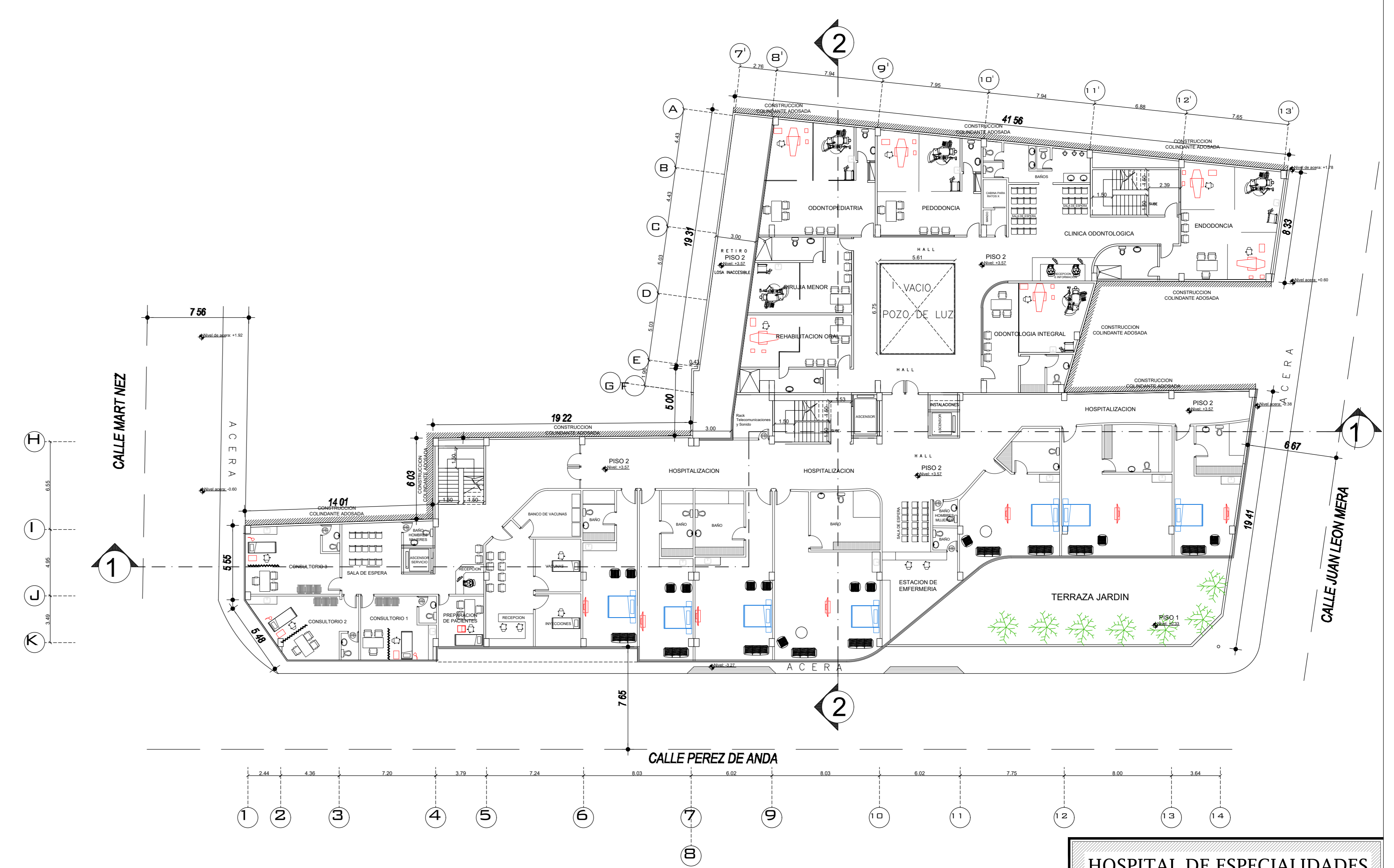
PISO 2 NIVEL +3.93 EXISTENTE

ESCALA 1 200



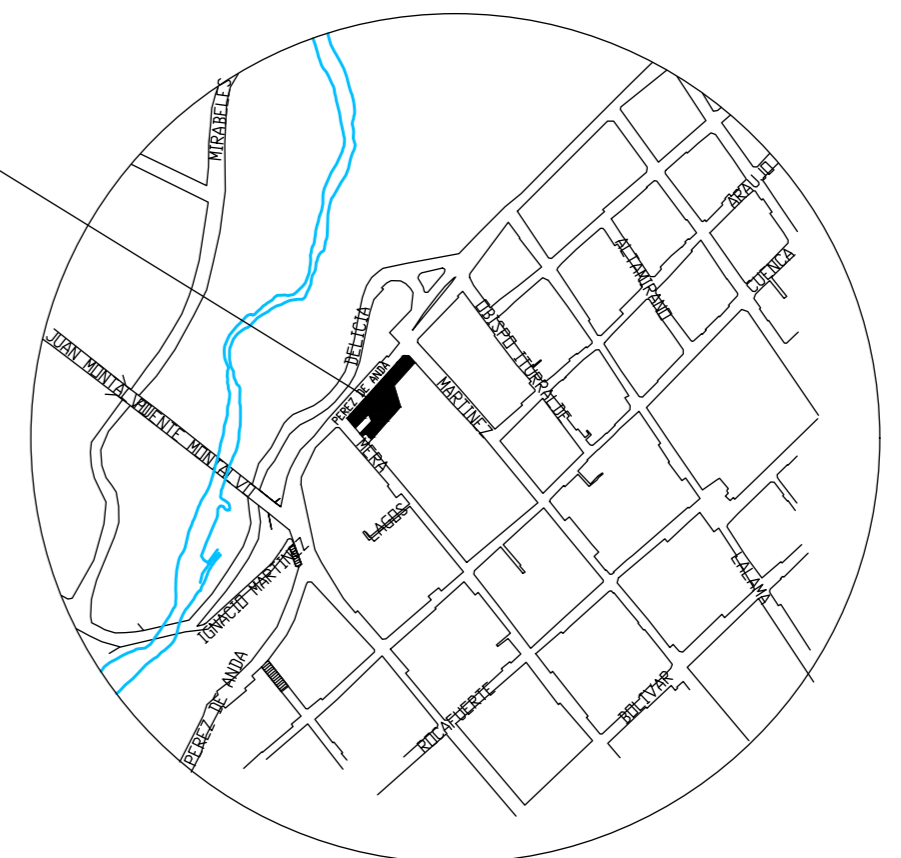
PISO 3 NIVEL +3.93 MODIFICADA

ESCALA 1 200



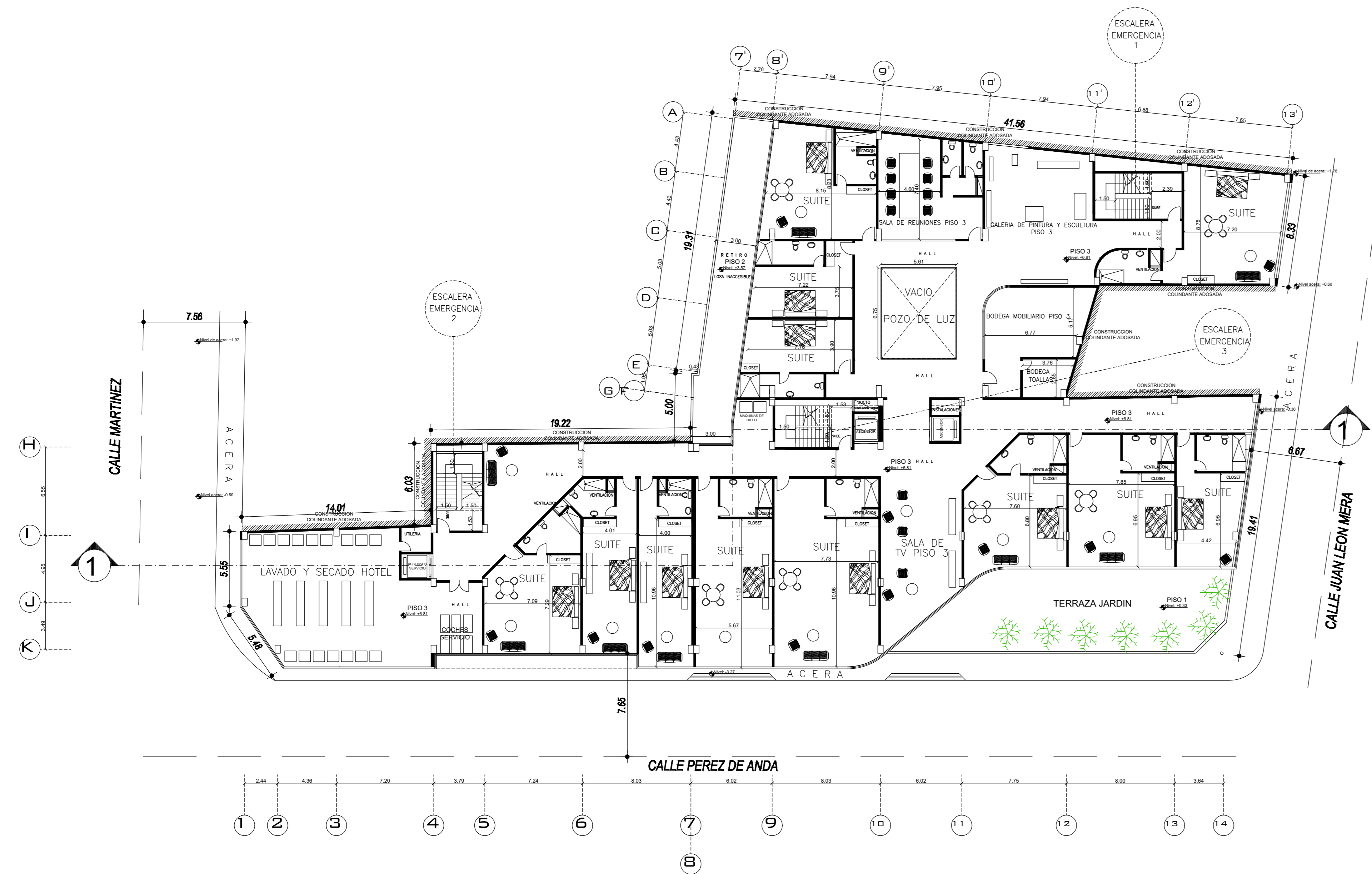
HOSPITAL DE ESPECIALIDADES DR. JAIME PALLO			
PROYECTO: HEREDEROS PALLO SARABIA			
UBICACION: HEREDEROS PALLO SARABIA	CLAVE CATASTRAL: 10000000000000000000	CONTENIMIENTO: 000000	
ABASTO: AVENIDA PEREZ DE ANDA	REPRESENTANTE LEGAL: CONYUNTE	PLANTAS ARQUITECTONICAS	
PROYECTISTA: SAJ 3339	---	---	
ARQ. SIXTO TORRES	---	---	
FECHA: JUNIO 2019	ESCALA: MODIFICAS	LAVINA N.º: 3/7	
DIRECCION TECNICA: Registro Sanatorio: 1010-2018-2000428 N.º: 2850			
DAVID I. TORRES GARZON INGENIERO CIVIL			
SELOS DE APROBACION:			

UBICACION
X:763922
Y:9863338



PISO 3 NIVEL +7.53 EXISTENTE

ESCALA 1 200



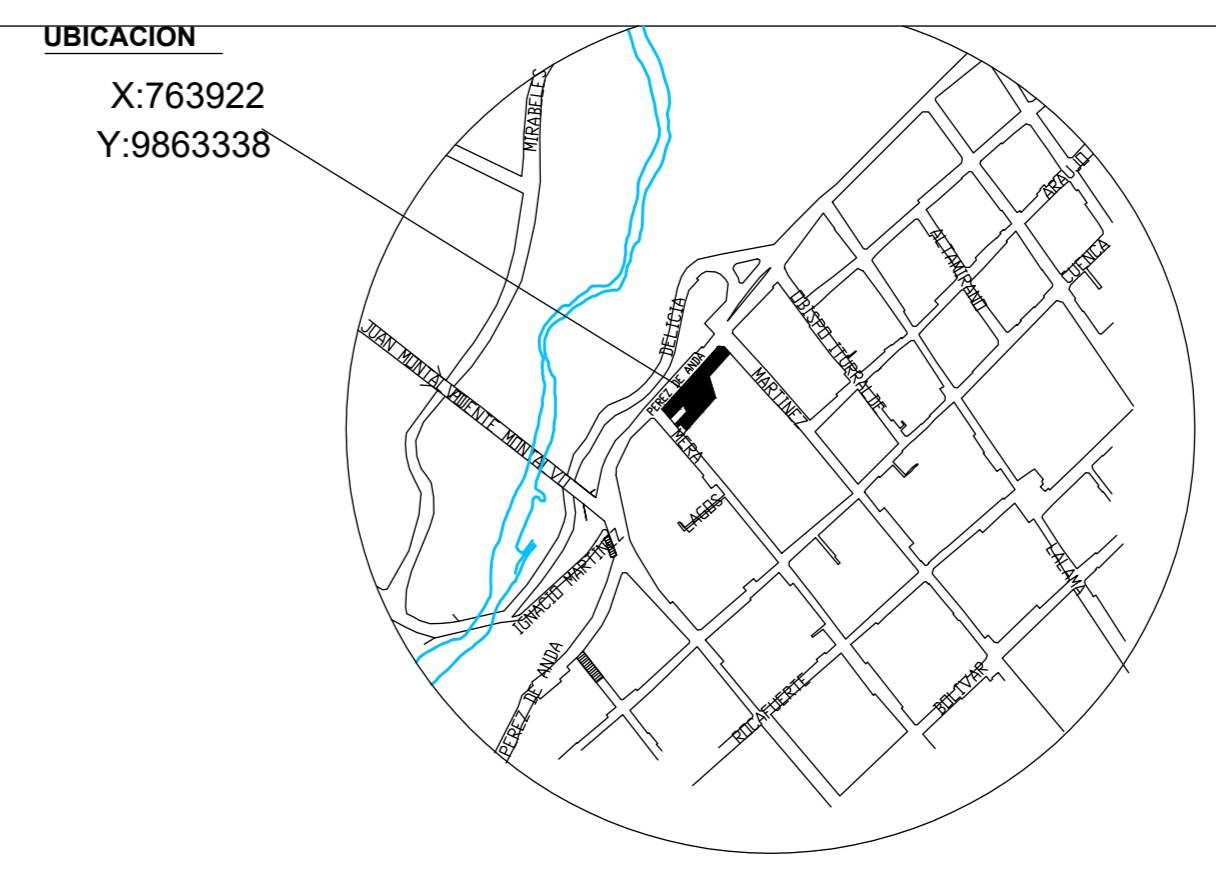
PISO 3 NIVEL +7.53 MODIFICADO

ESCALA 1 200

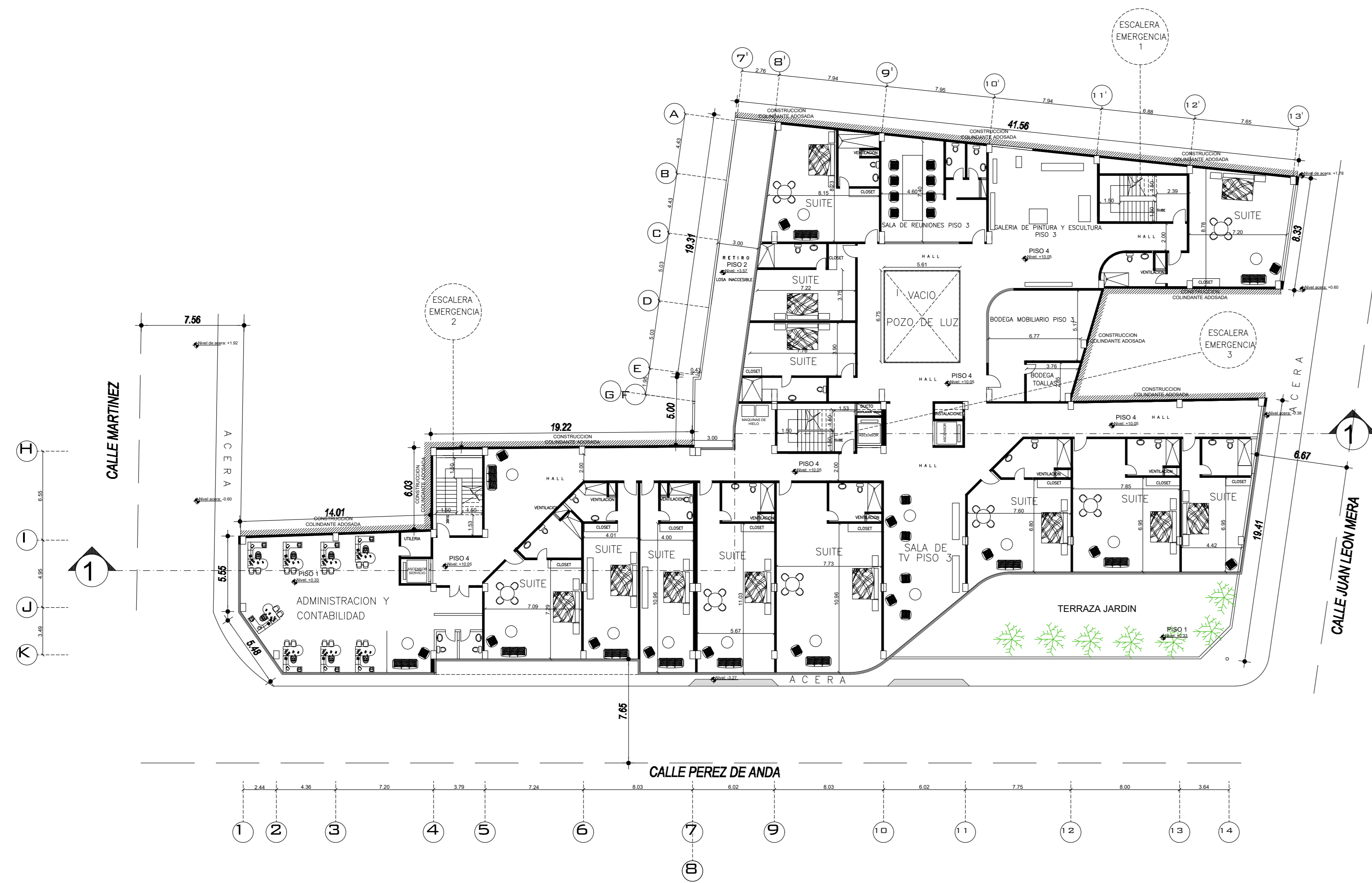


HOSPITAL DE ESPECIALIDADES DR. JAIME PALLO

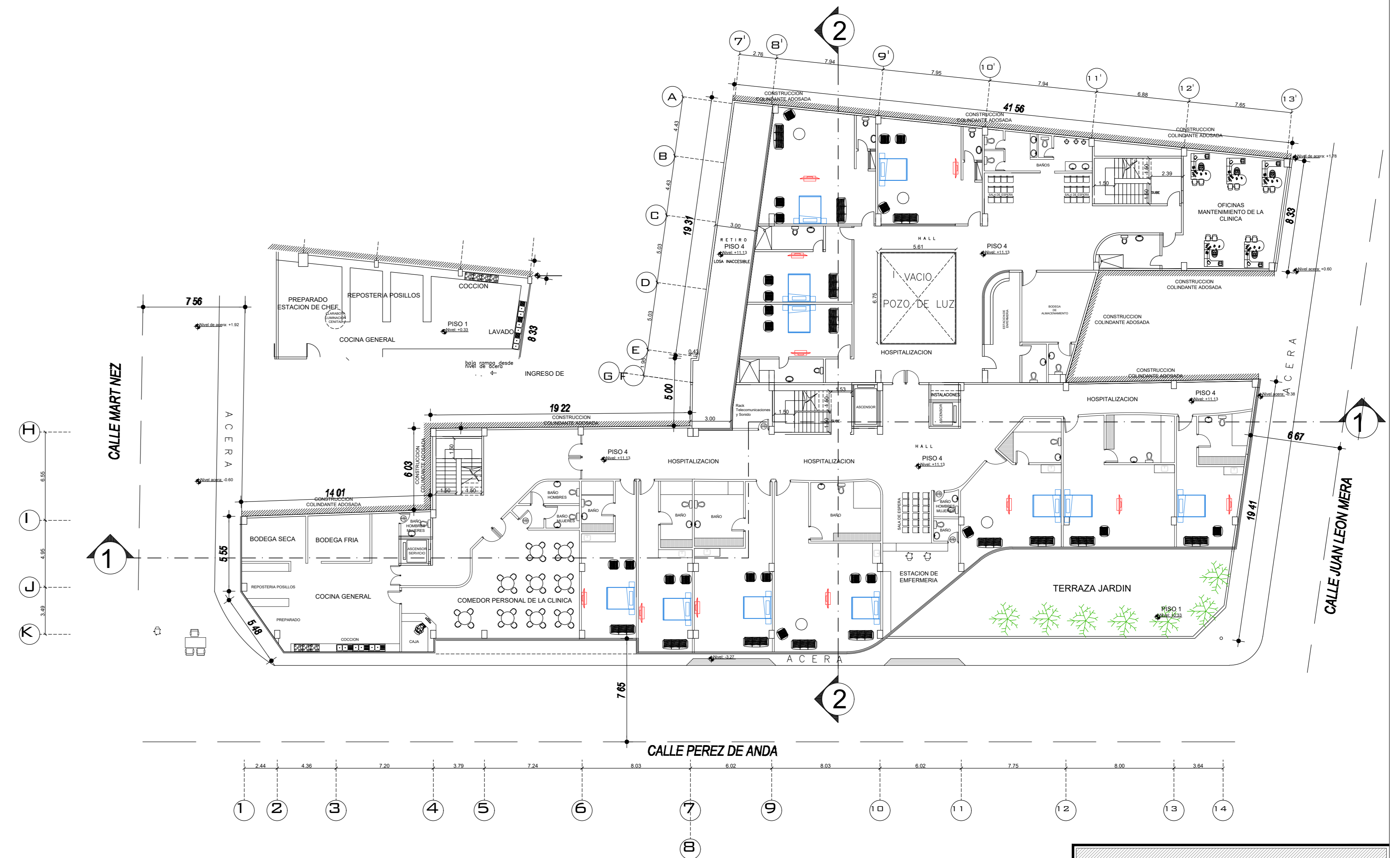
PROYECTO: HEREDEROS PALLO SARABIA		
UBICACION: AVENIDA PEREZ DE ANDA	CLAVE CATASTRAL: 10000000000000000000	
PROYECTISTA: SA 33/97	REPRESENTANTE LEGAL:	CONTINENTE: PLANTAS ARQUITECTONICAS
ARQ. SIXTO TORRES		
FECHA: JUNIO 2019	ESCALA: MODIFICAS	LAVINA No: 4/7
<small>REGISTRO TECNICO Registro Sanatorio: 1010-2018-2000428 R.U. 2850</small>		
<small>DAVID I. TORRES GARZON INGENIERO CIVIL</small>		
<small>SELOS DE APROBACION:</small>		



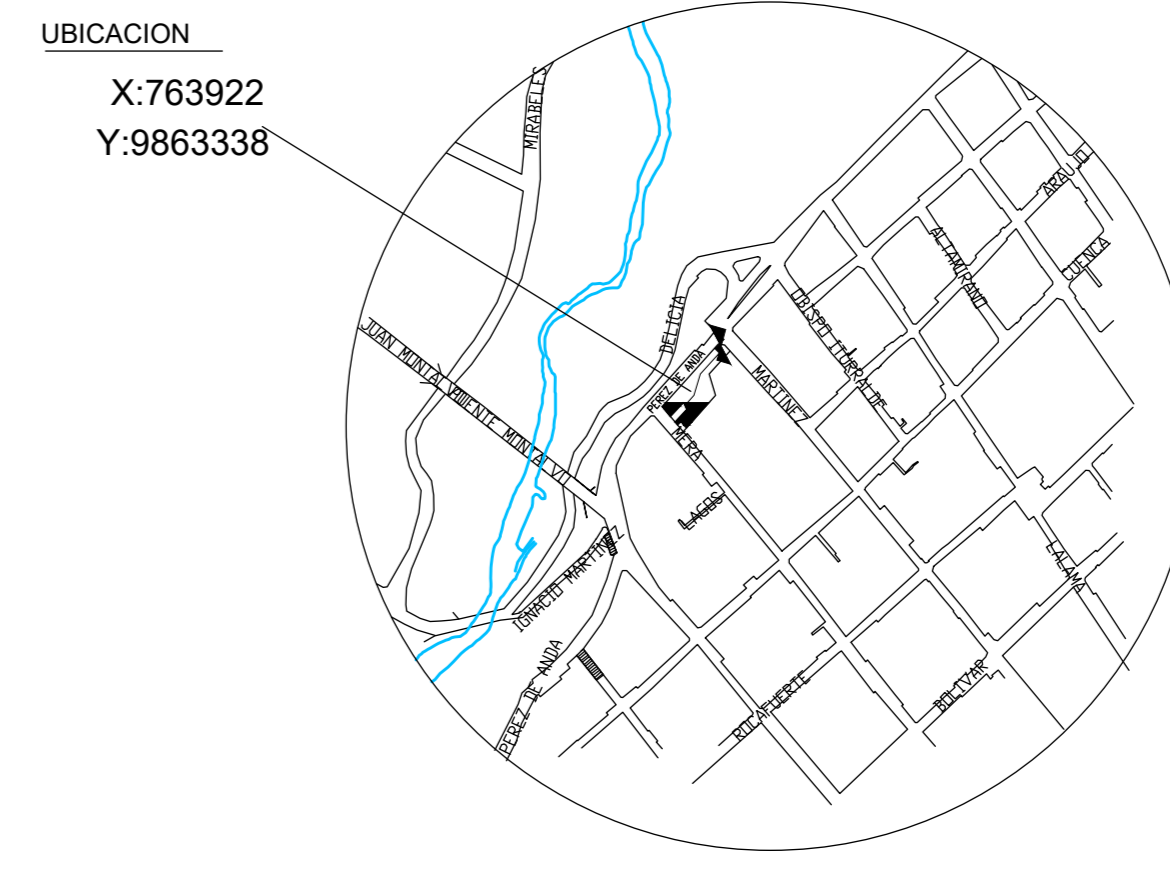
PISO 4 NIVEL +10.05 APROBADO
ESCALA 1 200



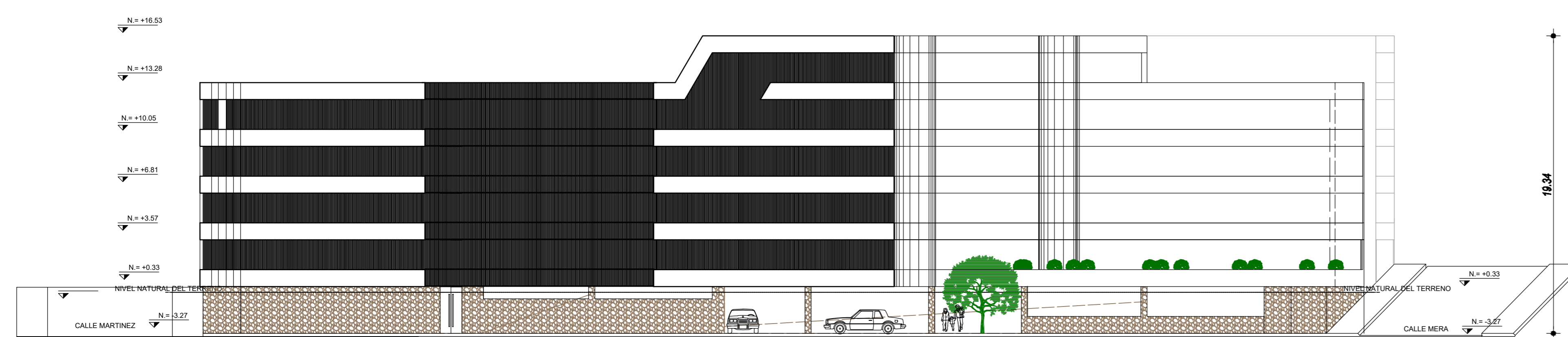
PISO 4 NIVEL +11.13 MODIFICADO
ESCALA 1 200



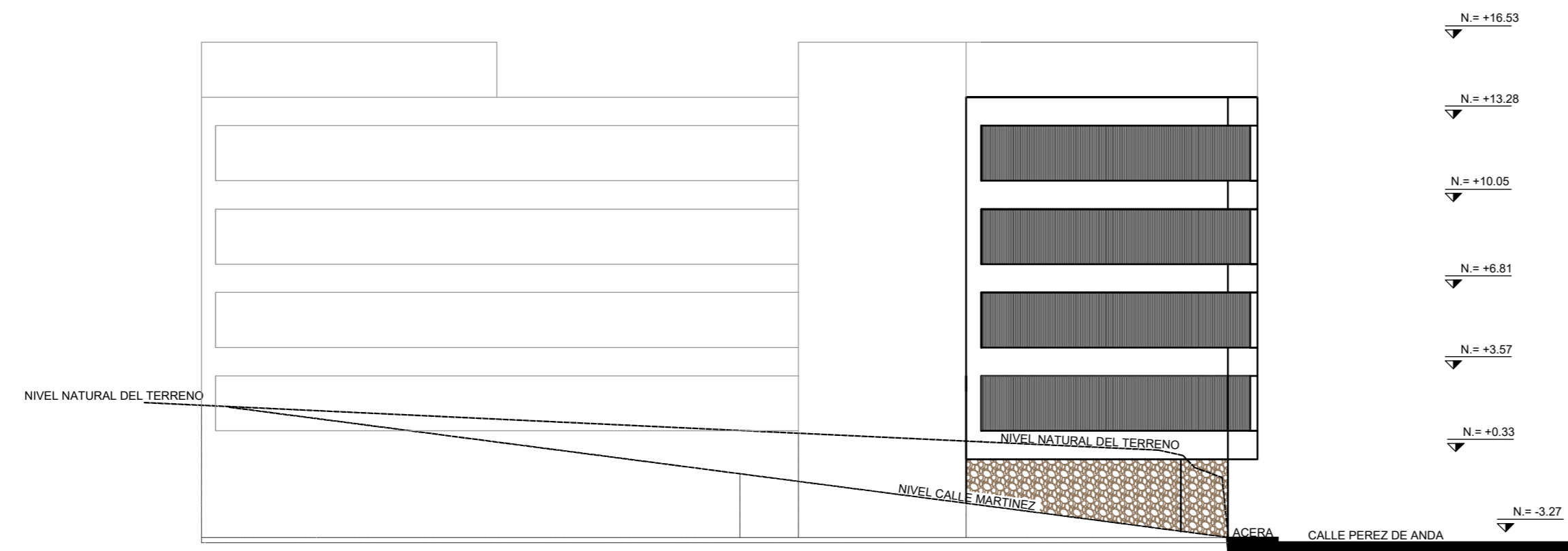
HOSPITAL DE ESPECIALIDADES DR. JAIME PALLO			
PROPIETARIO	HEREDEROS PALLO SARABIA		
UBICACION	ABASTO - AVENIDA PEREZ DE ANDA	CLAVE CATASTRAL	000008010108000
PROYECTISTA	RAM 2230	REPRESENTANTE LEGAL	CONTINENTE PLANTAS ARQUITECTONICAS
ARQ. BIATO TORRES	---	---	---
FECHA	FEBRERO 2018	ESCALA	INDICADAS
INSTRUMENTO TECNICO	Registro Semestral: 1010.2018.200428	LAMINA NO.	5/7
FECHA: 2020			
DAVID I. TORRES GARZON INGENIERO CIVIL			
SELLO DE APROBACION:			



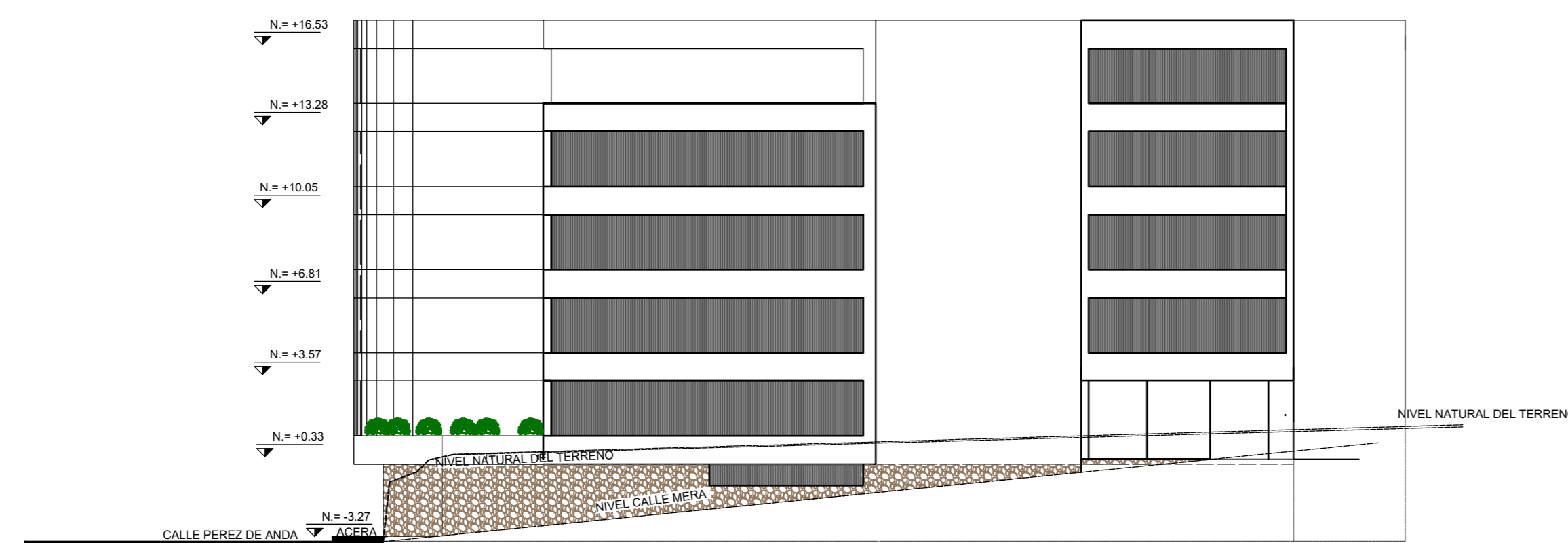
FACHADA CALLE PEREZ DE ANDA EXISTENTE
ESCALA 1:200



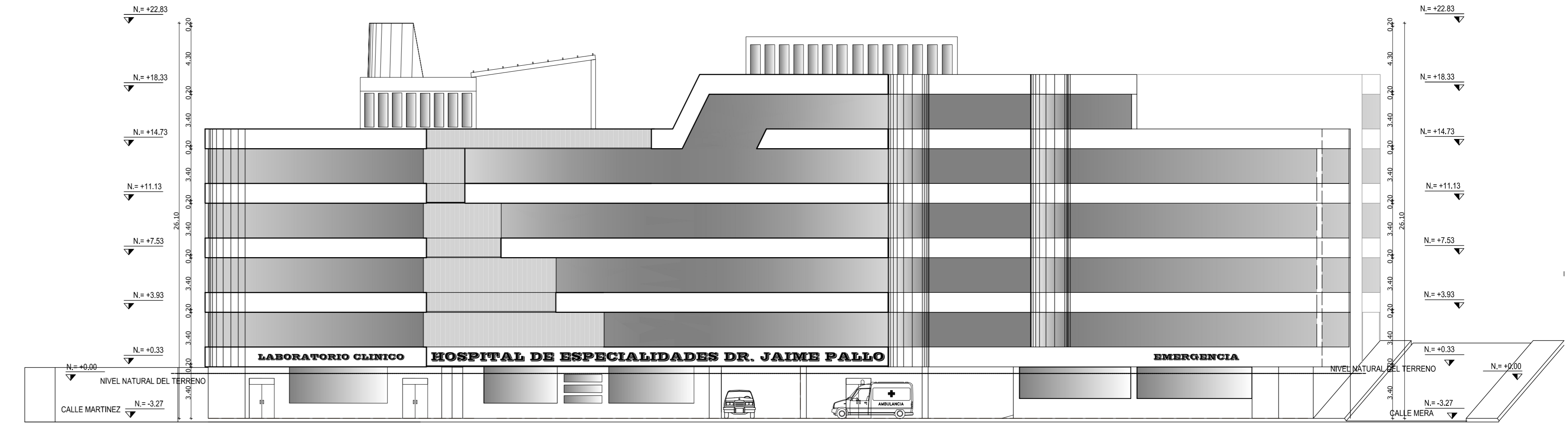
FACHADA CALLE MARTINEZ EXISTENTE
ESCALA 1:200



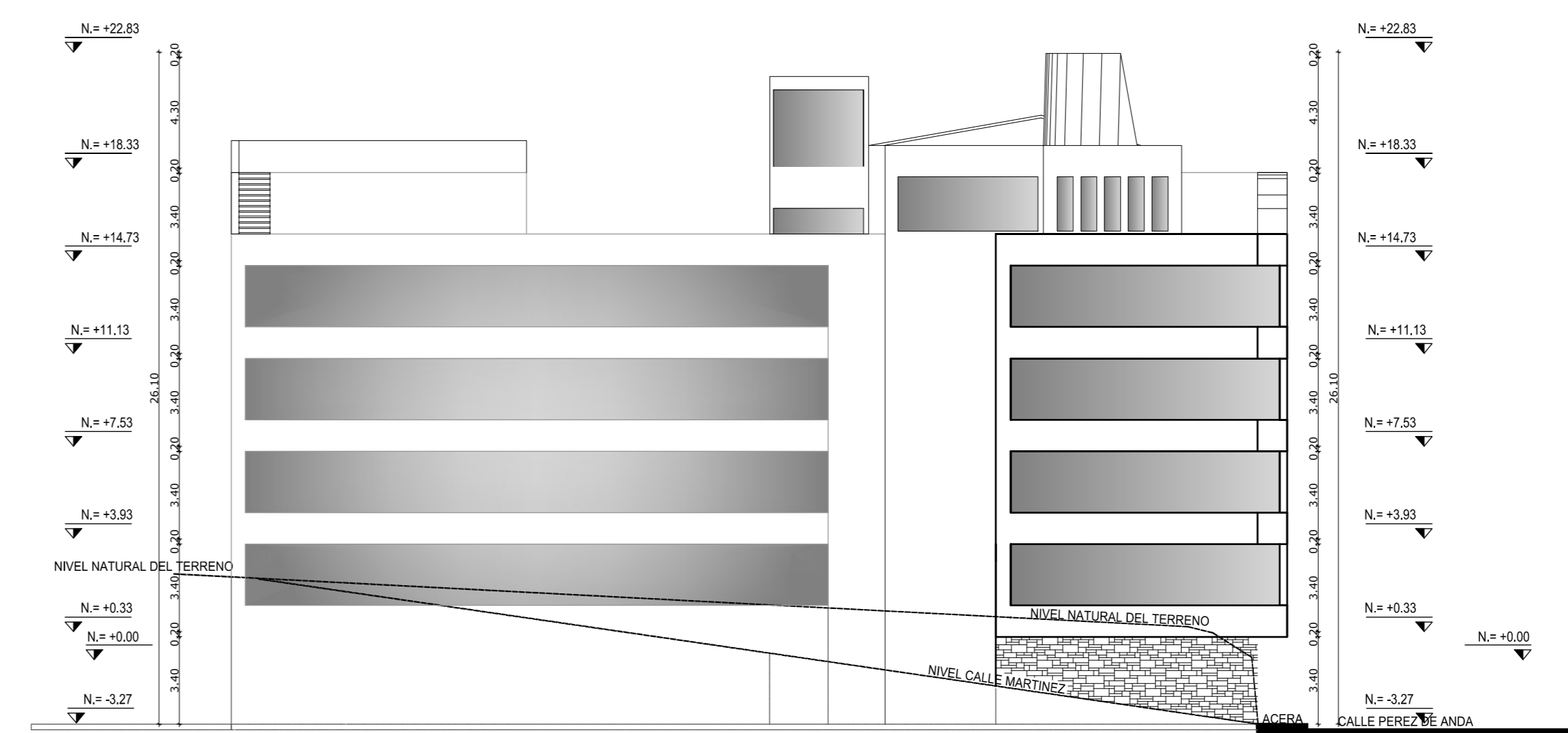
FACHADA CALLE MERA EXISTENTE
ESCALA 1:200



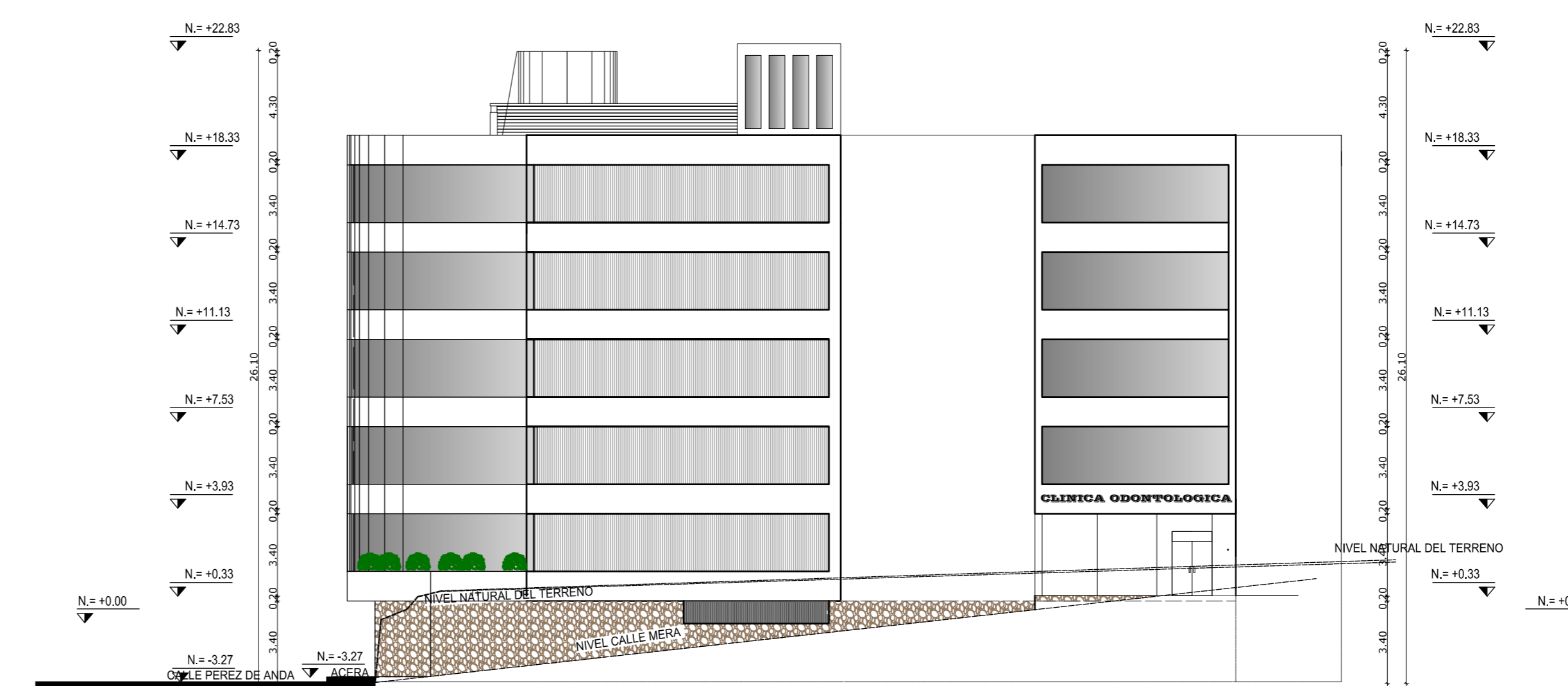
FACHADA CALLE PEREZ DE ANDA
ESCALA 1:200



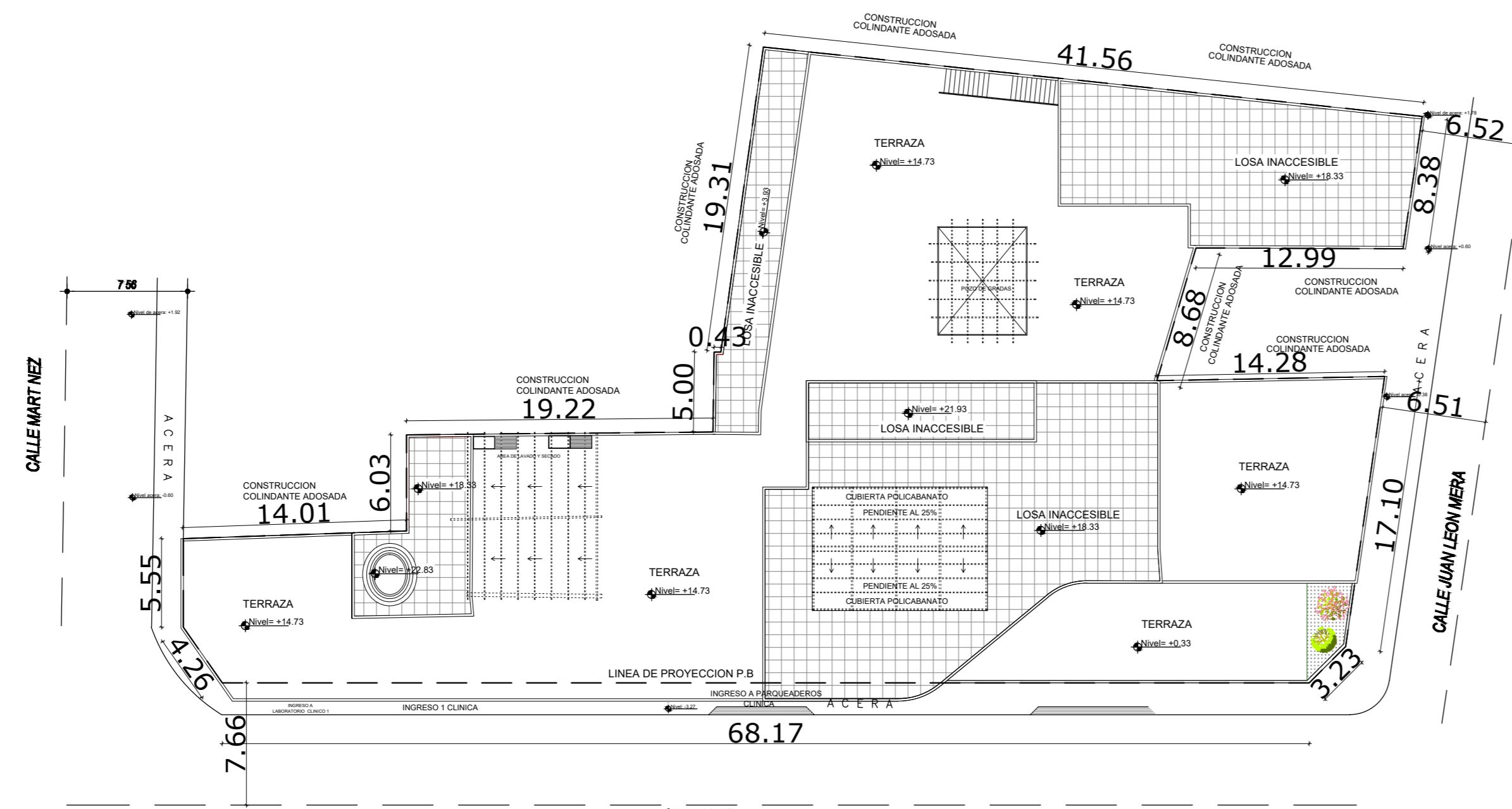
FACHADA CALLE MARTINEZ
ESCALA 1:200



FACHADA CALLE MERA
ESCALA 1:200



CUADRO DE RESUMEN DE AREAS		
ZONIFICACION 001575	M2	COS %
SUB SUELO N=-3.27	1101.82	62.61
PLANTA BAJA N=+0.33	1280.26	72.75
PRIMERA PLANTA ALTA N=+3.93	1286.14	73.08
SEGUNDA PLANTA ALTA N=+7.53	1291.14	73.37
TERCERA PLANTA ALTA N=+11.13	1296.14	73.65
CUARTA PLANTA ALTA N=+14.73	743.31	42.24
TAPA GRADAS Y ASCENSORES	121.50	6.90
AREA TOTAL CONSTRUCCION	7120.31	404.60
AREA TOTAL DEL TERRENO	1759.82	100.00



IMPLANTACION
ESCALA 1:300

HOSPITAL DE ESPECIALIDADES
DR. JAIME PALLO

PROYECTO		HEREDEROS PALLO SARABIA	
UBICACION	AVENIDA PEREZ DE ANDA	CLASE DE PLANTEL	0000000101000000
PROYECTISTA	R.M. 2852	CONDOMINIO	CONDOMINIO
REPRESANTANTE LEGAL		APROBACION	
ARG. SEXTO TORRES			
FECHA	ENERO - 2019	ESCALA	INDICADAS
		LIBRO NO	717
DIRECCION TECNICA	INGENIERO TORRES GARZON		
R.M. 2852	INGENIERO CIVIL		
SOLUCION DE ARRABOADO			

ANEXO B
PLANOS ESTRUCTURALES
EXISTENTES



0998412761

Móvil

AMBATO - ECUADOR

CALCULO, DISEÑO & CONSTRUCCION

PROYECTO ESTRUCTURAL:

HOSPITAL DE ESPECIALIDADES DR. JAIME PALLO

CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL :
Registro Senecyt: 1010-2018-2003428
R.M.: 2852

REPRESENTANTE LEGAL:

SR.

LAMINA:

E1

E7

CONTIENE : CIMENTACION - CADENAS - CUADRO DE COLUMNAS - LOSAS - VIGAS - ESCALERAS - DETALLES VARIOS - PLANILLA DE ACEROS		AREA DE CONSTRUCCION: CUADRO DE RESUMEN DE AREAS
ESCALA : INDICADAS	FECHA : ENERO - 2019	UBICACION DEL PROYECTO: AMBATO AV. PEREZ DE ANDA
DETALLADO ESTRUCTURAL : Ing. DAVID I. TORRES G.		CUADRO DE RESUMEN DE AREAS

PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES							Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg.	Obsv.
				a	b	c	d	e	f	g				

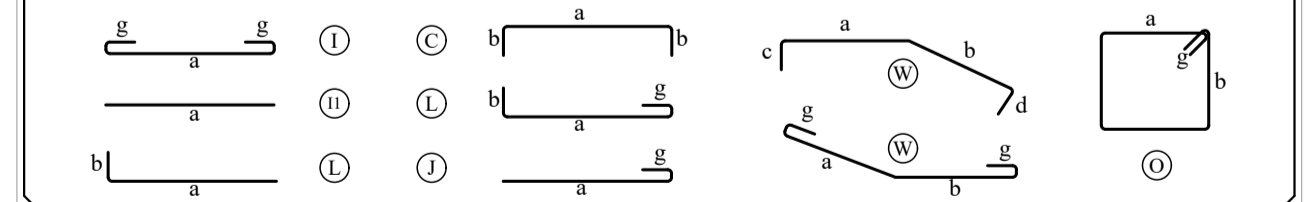
CIMENTACION															
101	I	12	84	2.50	-	-	-	-	-	-	0.05	1	84	74.6	-

CADENAS															
201	O	10	240	0.14	0.19	-	-	-	-	-	0.08	0.82	196.8	121.4	-
202	I	12	12	5.09	-	-	-	-	-	-	0.08	5.25	63	55.9	-
203	I	12	8	9.00	-	-	-	-	-	-	0.08	9.16	73.28	65.1	-

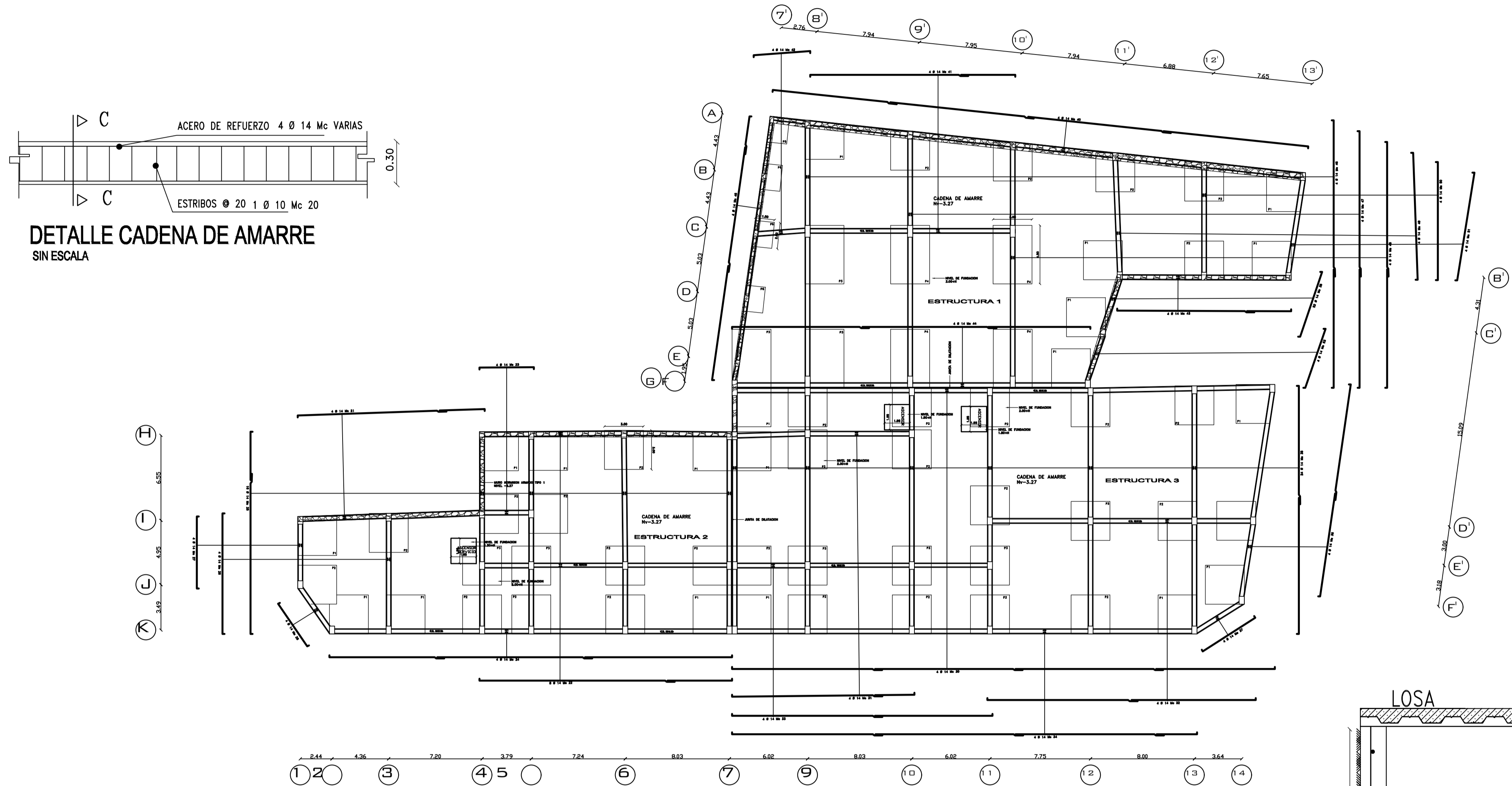
RESUMEN DE MATERIALES

Elemento	H.S.	H.C.	ACERO REFUERZO		ESPECIFICACIONES VIGENTES EN:
			D	KG	
Replanteo	0.60		8		- Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015
Plintos	1.20		10	450.00	- Código del ACI 318-14
Cadenas	1.50	4.80	12	826.70	- Documentos del proyecto
Columnas	2.16		14	280.64	MATERIALES
Losas	3.82		16		- Acero de refuerzo fy = 4200 Kg/cm²
Escaleras	2.52		18		- Capacidad portante del suelo = 20 Ton/m²
Vigas	2.97		20		- Resistencia Hormigon fc=210 Kg/cm²
Muro			24		
Otros	1.00				RECUBRIMIENTOS MINIMOS
					- Cimentación 7.50 cm
					- Columnas y vigas 3.00 cm
					- Gradadas y losas 2.50 cm
SUMAN:			20.57	1557.34	36.00

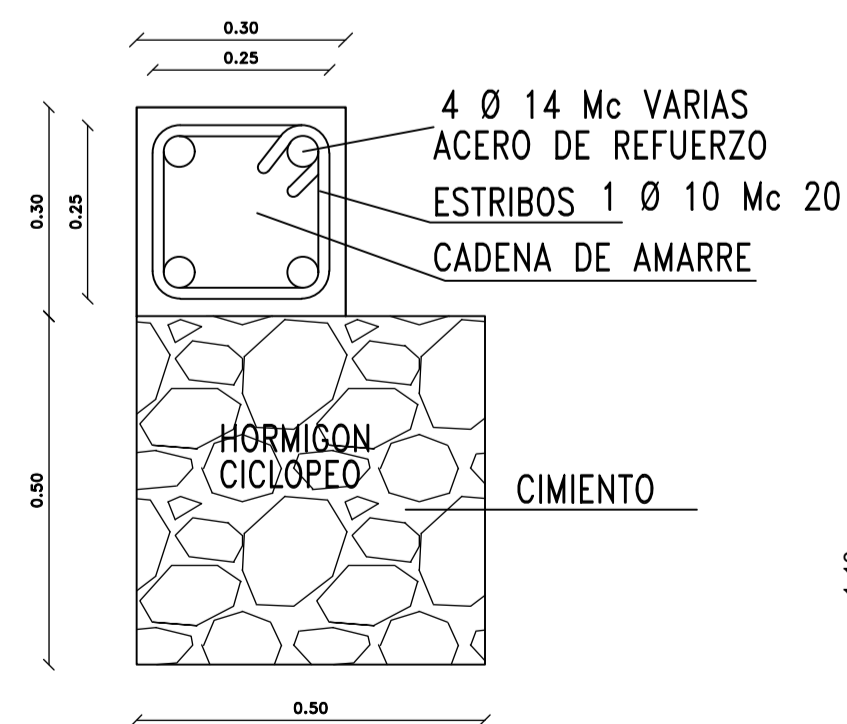
TIPOS DE DOBLADO:



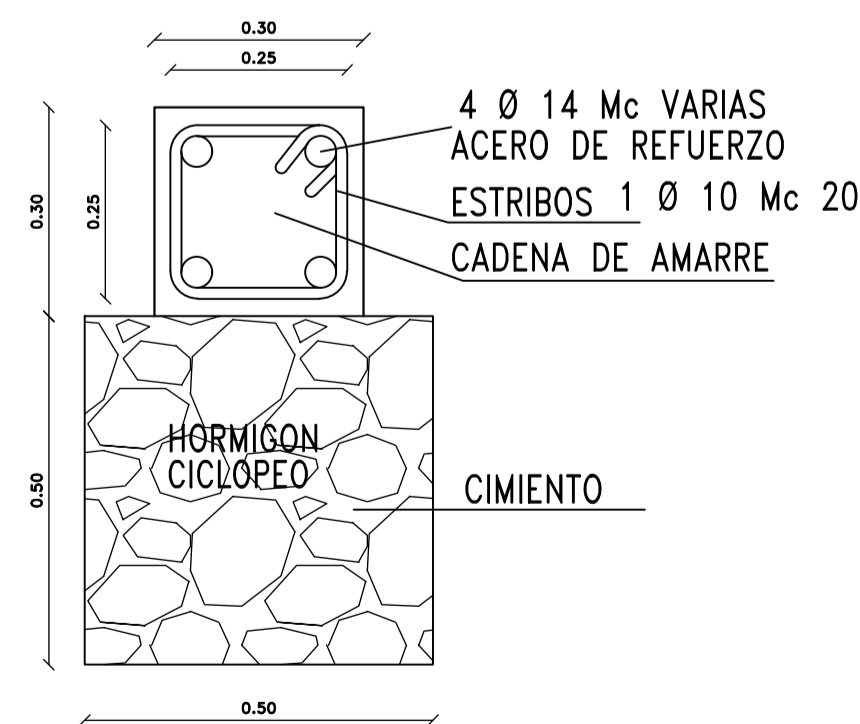
SELLOS MUNICIPALES:



PLANTA DE CIMENTACIONES Y MUROS
ESCALA 1:200

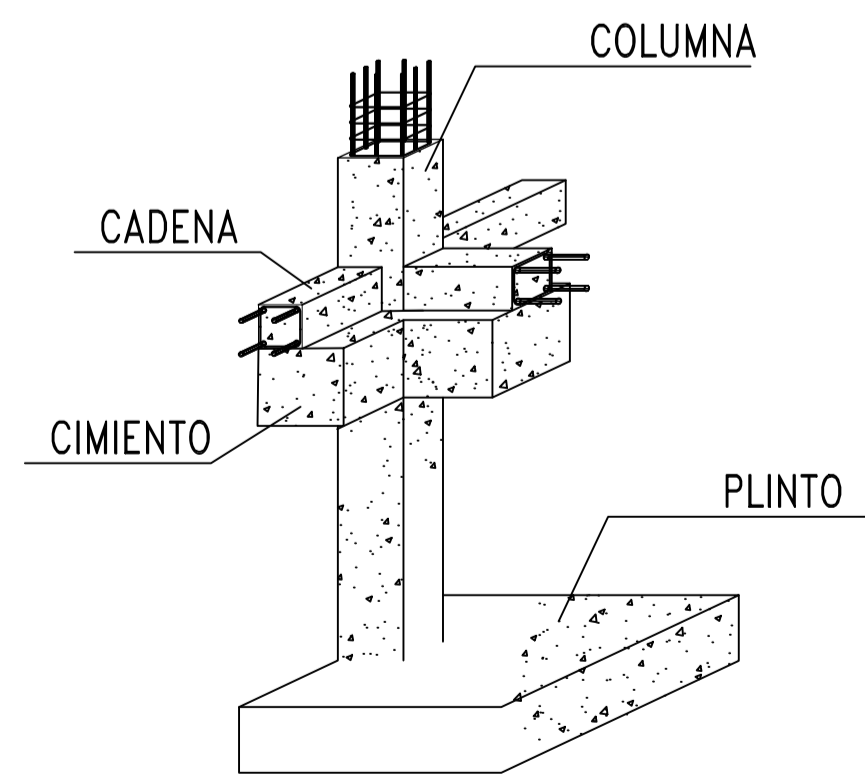


CORTA C - C

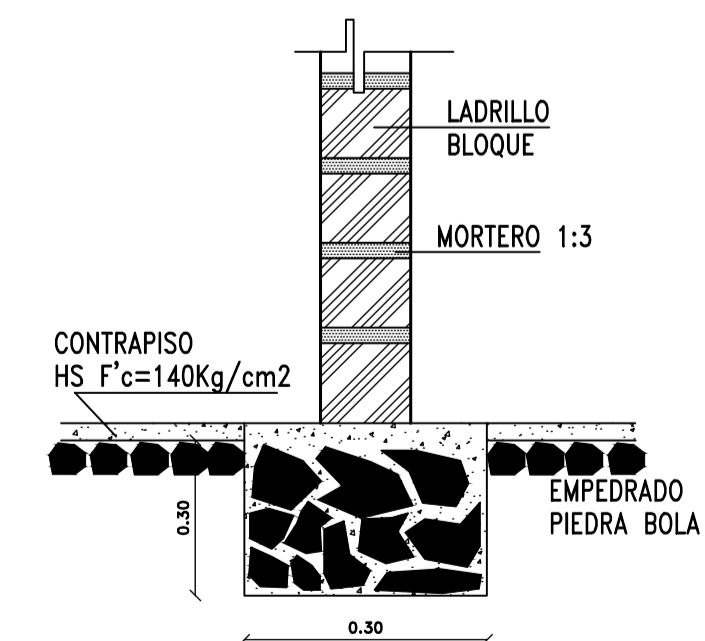


CORTA C - C

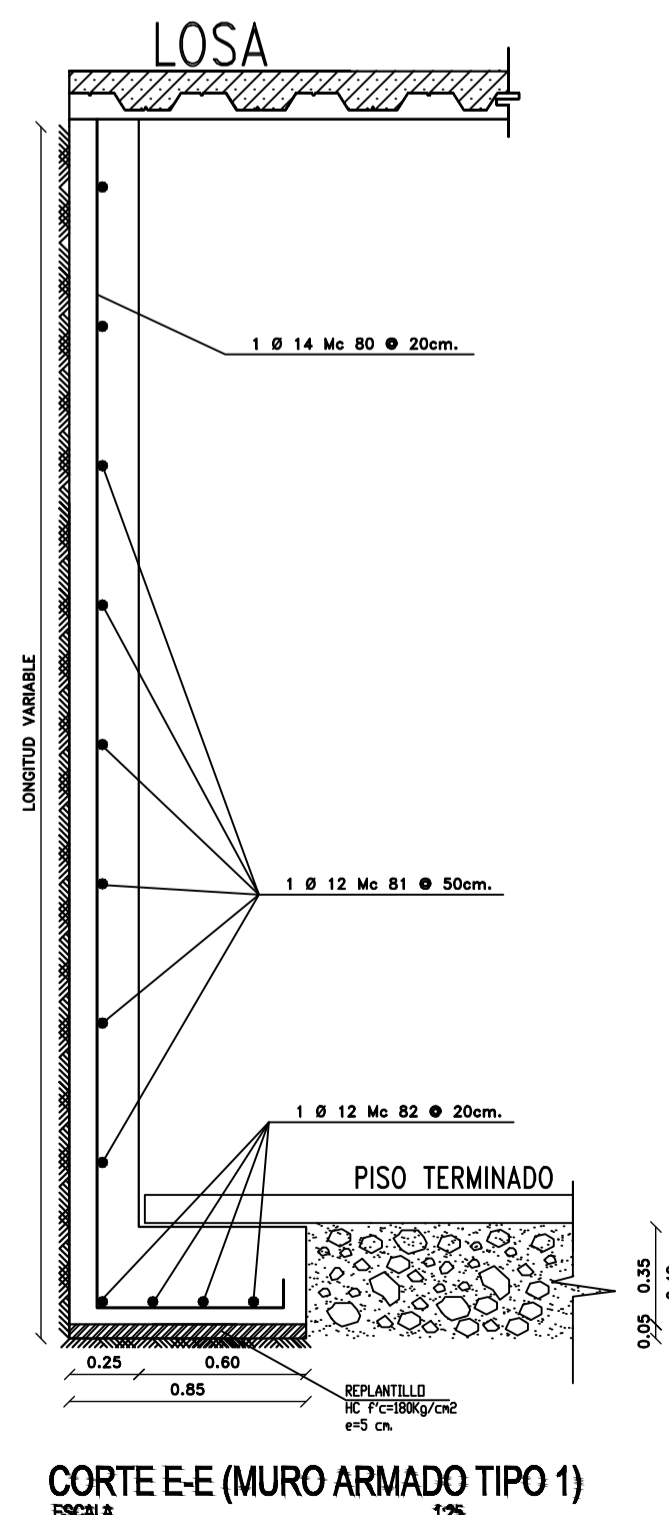
DETALLE DE CIMENTOS
ESCALA 1:10



DETALLE DE CIMENTO
SIN ESCALA



DETALLE DE CIMENTACION EN PAREDES
SIN ESCALA



CORTE E-E (MURO ARMADO TIPO 1)
ESCALA 1:25



0998412761

Móvil

AMBATO - ECUADOR
CALCULO, DISEÑO & CONSTRUCCION

PROYECTO ESTRUCTURAL:
HOSPITAL DE ESPECIALIDADES DR. JAIME PALLO

CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL:
Registro Senescyt: 1010-2018-2003428
R.M.: 2852

REPRESENTANTE LEGAL:

SR.

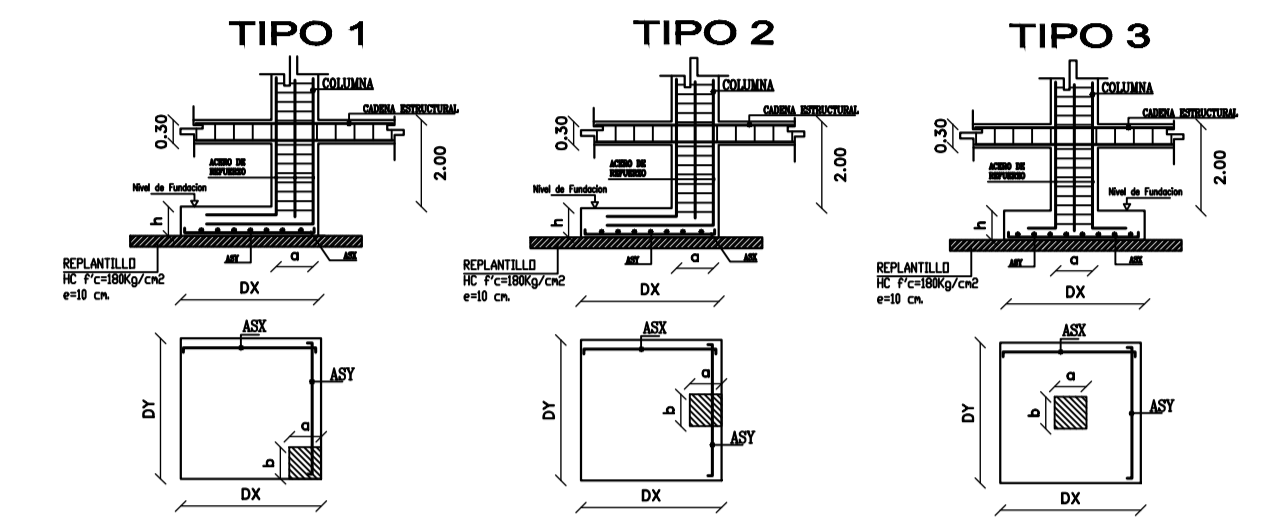
LAMINA:

E2
E7

CONTIENE:		FECHA:		AREA DE CONSTRUCCION:	
CIMENTACION - CADENAS - CUADRO DE COLUMNAS - LOSAS - VIGAS - ESCALERAS - DETALLES VARIOS - PLANILLA DE ACEROS		ENERO - 2019		CUADRO DE RESUMEN DE AREAS	
ESCALA: INDICADAS	DETAJADO ESTRUCTURAL:			UBICACION DEL PROYECTO:	
Ing. DAVID I. TORRES G.		AMBATO AV. PEREZ DE ANDA			

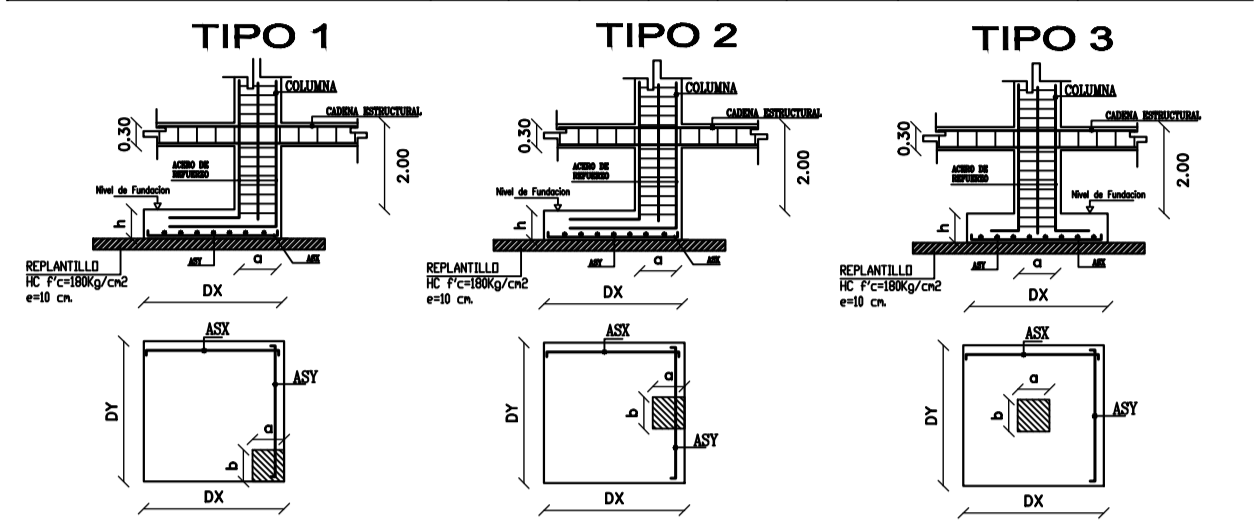
CUADRO DE PLINTOS ESTRUCTURA 2

UBICACION	TIPO	No.	DIMENSIONES			NIVEL DE FUNDACION	ARMADURA	
			a	b	h		Asx	Asy
H4-H5-H7-11-K2-K3-K7	1	7	3.00	3.00	0.40	-2.00	1#16@15cm.	Mc10
H6-13-14-15-17-E7-K4-K5-K6	2	9	3.00	3.00	0.40	-2.00	1#16@15cm.	Mc10
E4-E5-E6	3	3	3.00	3.00	0.40	-2.00	1#16@15cm.	Mc10



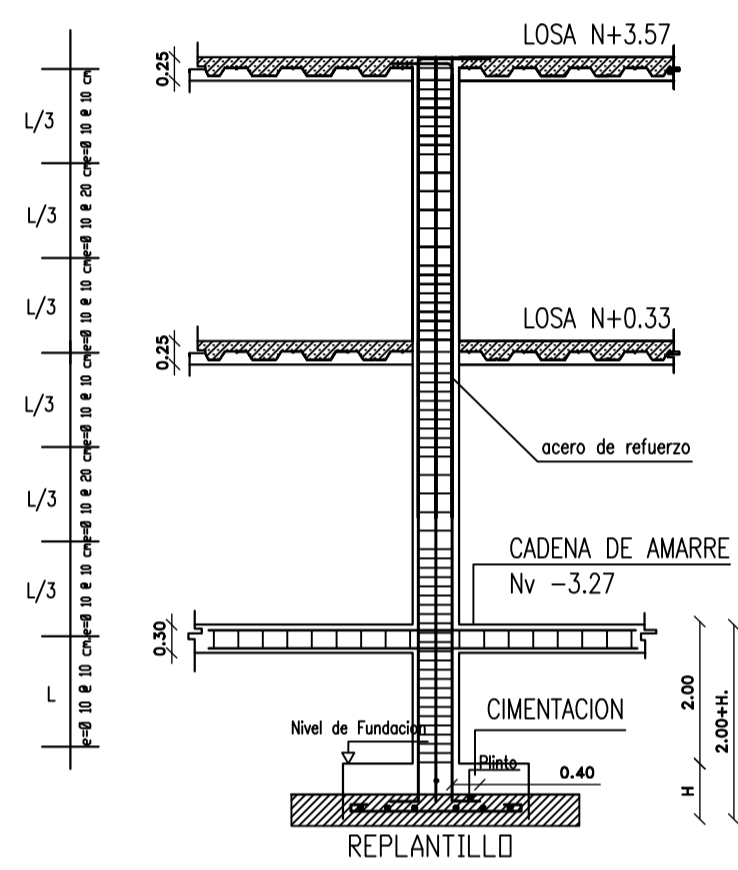
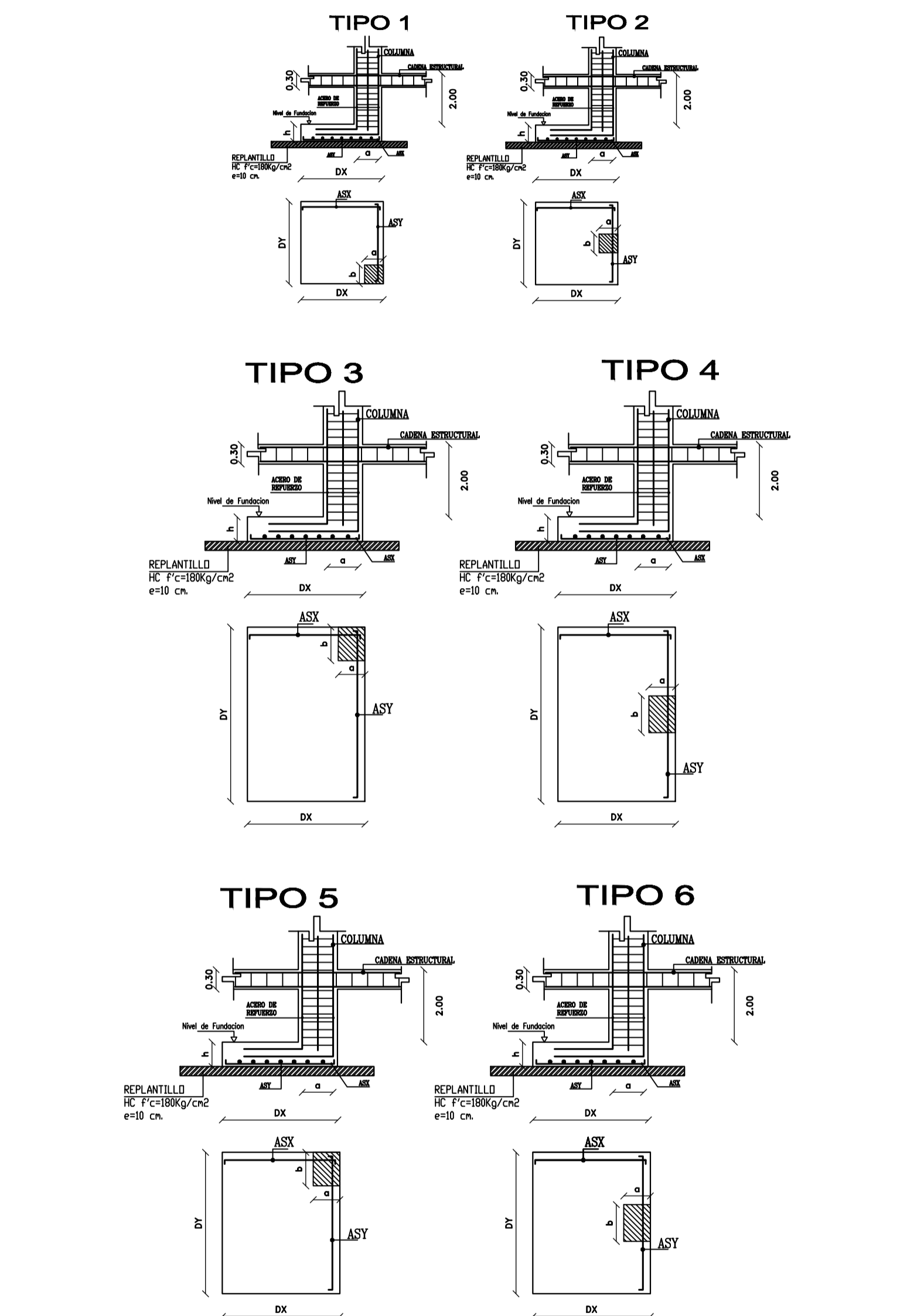
CUADRO DE PLINTOS ESTRUCTURA 3

UBICACION	TIPO	No.	DIMENSIONES			NIVEL DE FUNDACION	ARMADURA	
			a	b	h		Asx	Asy
G7-G14-H7-F14-K7-K13	1	6	3.00	3.00	0.40	-2.00	1#16@15cm.	Mc11
G9-G10-G11-G12-G13-H9-H10-D11-D13	2	16	3.00	3.00	0.40	-2.00	1#16@15cm.	Mc11
D14-E7-K9-K10-K11-K12	3	4	3.00	3.00	0.40	-2.00	1#16@15cm.	Mc11
D12-E9-E10-E11	3	4	3.00	3.00	0.40	-2.00	1#16@15cm.	Mc11

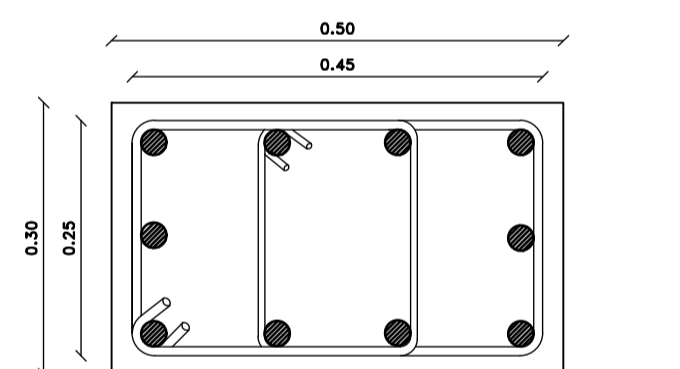


CUADRO DE PLINTOS ESTRUCTURA 1

UBICACION	TIPO	No.	DIMENSIONES			NIVEL DE FUNDACION	ARMADURA	
			a	b	h		Asx	Asy
AB'-A13'-B'11'-B'13'-C'11'-F11'	1	6	3.00	3.00	0.40	-2.00	1#16@15cm.	Mc12
A9'-A10'-A11'-A12'-B'12'	2	5	3.00	3.00	0.40	-2.00	1#16@15cm.	Mc12
CB'-F7'-F8'	3	3	4.50	3.00	0.40	-2.00	1#16@15cm.	Mc13
C9'-C10'-F9'-F10'	4	4	4.50	3.00	0.40	-2.00	1#16@15cm.	Mc13
A7'	5	1	1.50	2.00	0.40	-2.00	1#16@15cm.	Mc15
B7'-C7'-D7'	6	3	1.50	2.00	0.40	-2.00	1#16@15cm.	Mc15



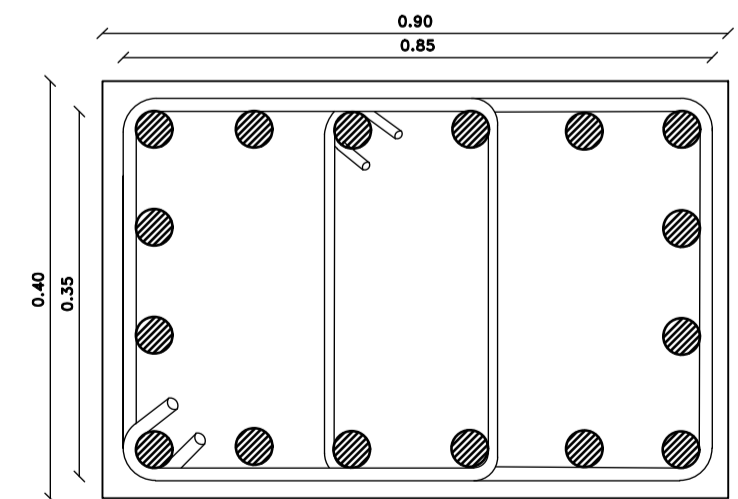
DETALLE COLUMNA TIPO 1
ESCALA: 1:75



● 10 VARILLAS Ø 14 Mc 60

ESTRIBOS A CADA 10 Y 20 cm.
2E012 Ø 10 y 20 mm. Mc 61

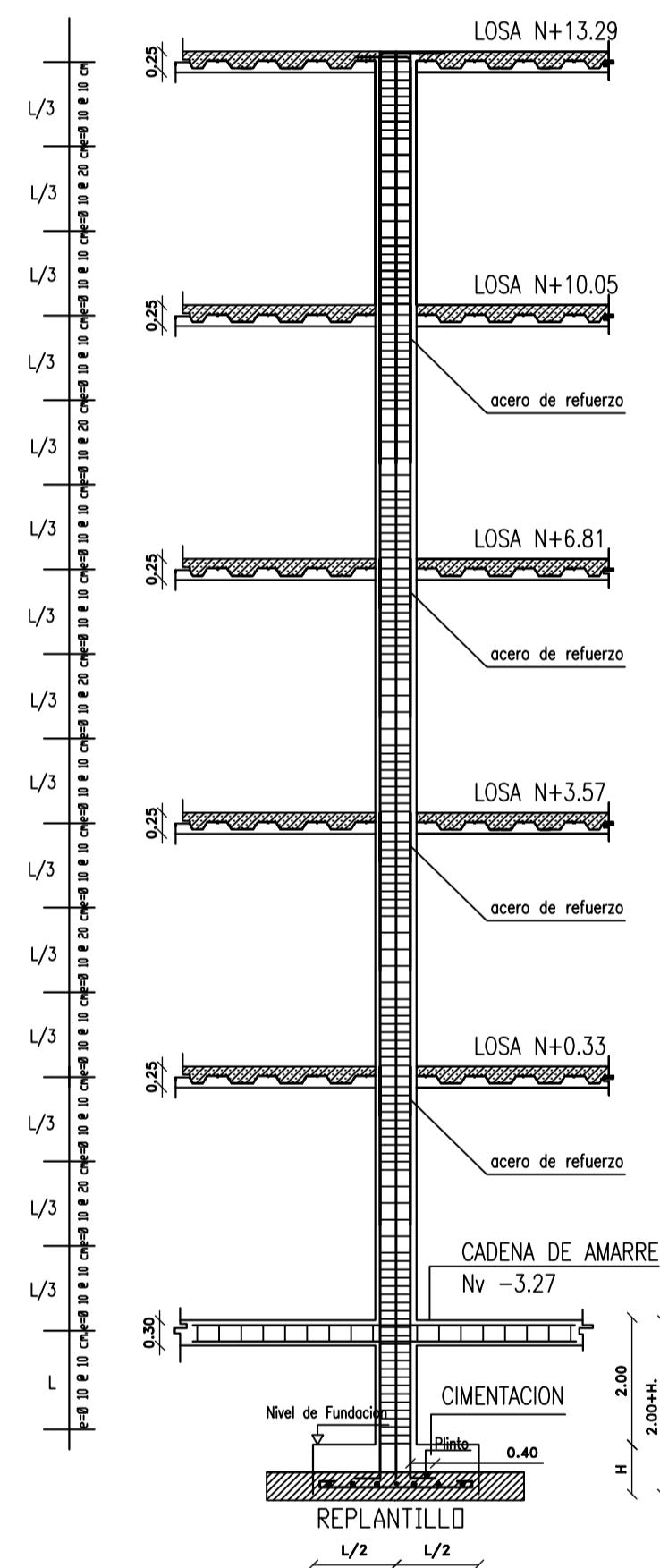
TIPO 1



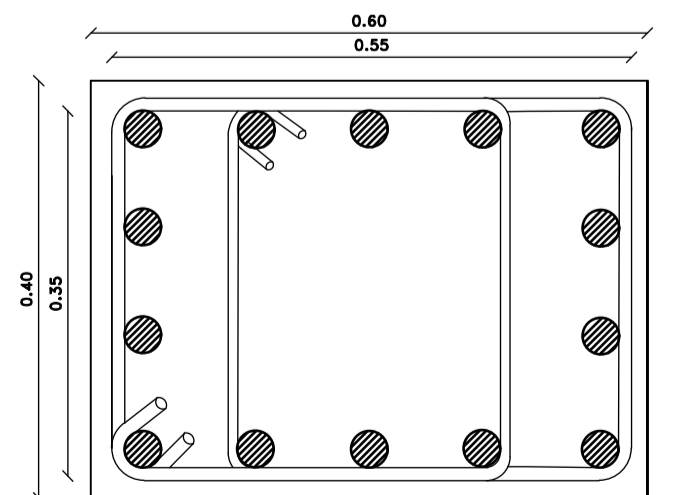
● 16 VARILLAS Ø 18 Mc 62

ESTRIBOS A CADA 10 Y 20 cm.
2E012 Ø 10 y 20 mm. Mc 63

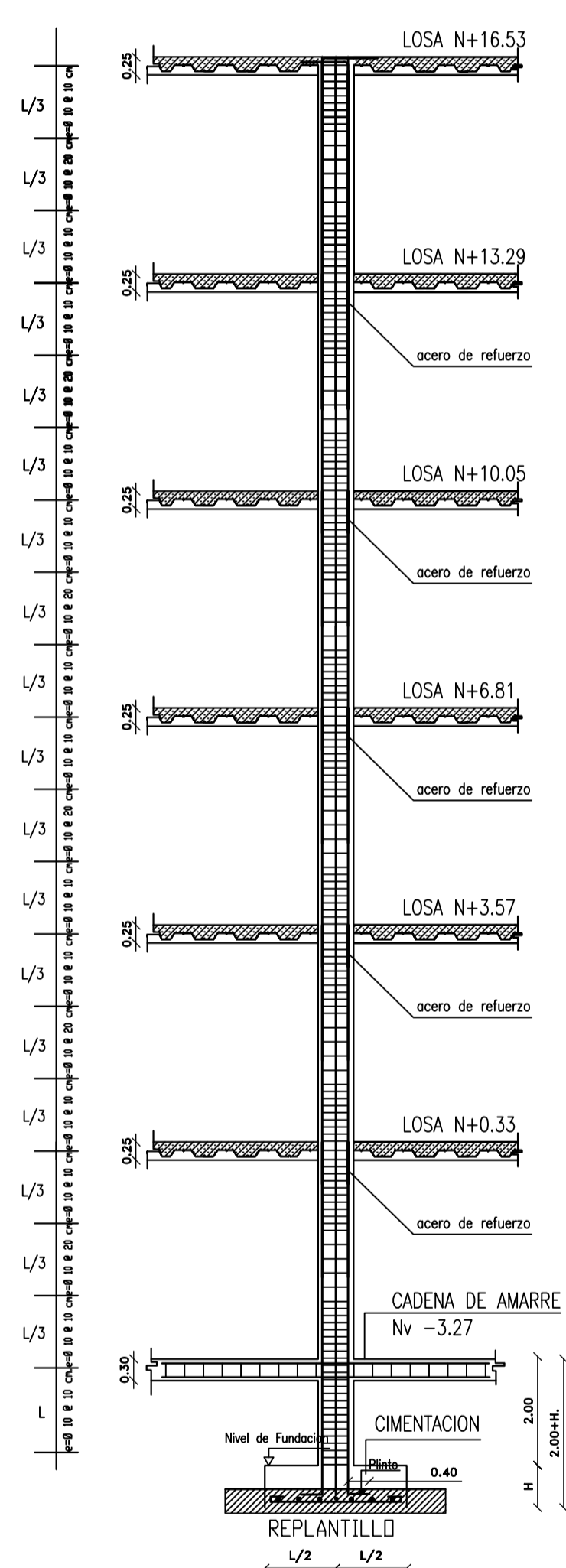
TIPO 2



DETALLE COLUMNA TIPO 2
ESCALA: 1:75



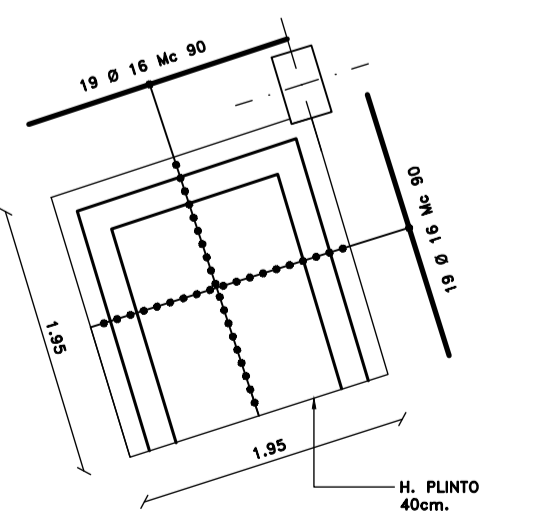
TIPO 3



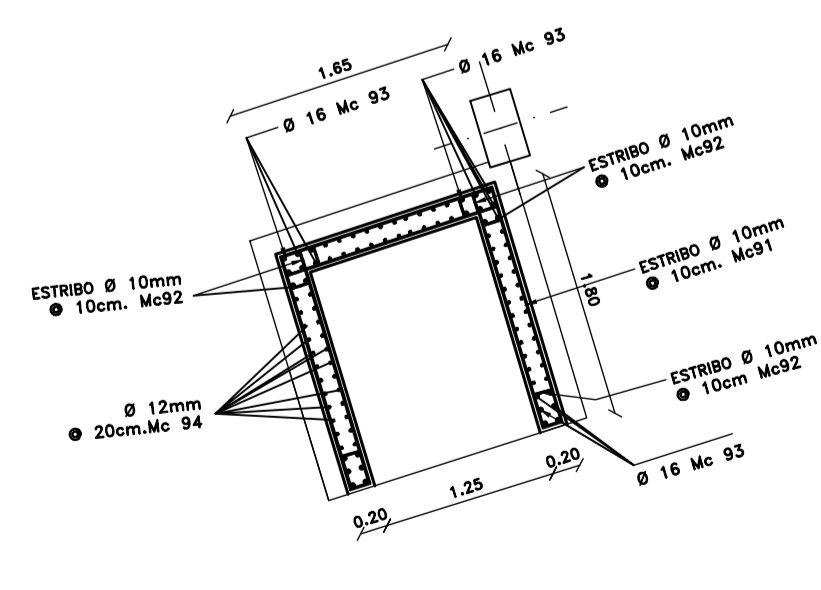
DETALLE COLUMNA TIPO 3
ESCALA: 1:75

● 14 VARILLAS Ø 18 Mc 64, Mc 65, Mc 66 y Mc 67

ESTRIBOS A CADA 10 Y 20 cm.
2E012 Ø 10 y 20 mm. Mc 68



PLANTA PLINTO ASCENSOR
ESCALA: 1:50



PLANTA PLINTO ASCENSOR
ESCALA: 1:50

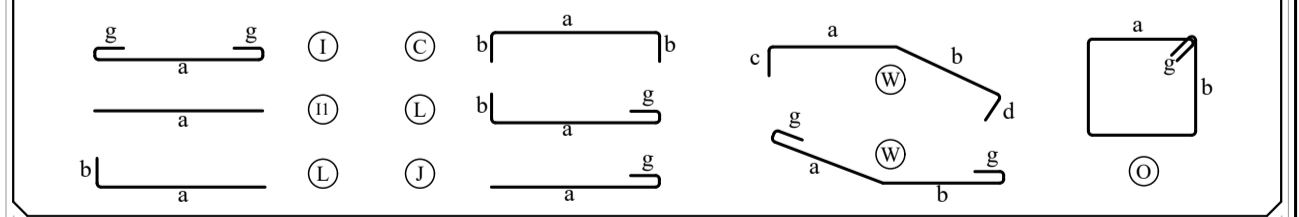
PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES							Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg.	Obsv.	
				a	b	c	d	e	f	g					
CIMENTACION															
101	I	12	84	0.90	-	-	-	-	-	-	0.05	1	84	74.6	-
CADENAS															
201	O	10	240	0.14	0.19	-	-	-	-	-	0.08	0.82	196.8	121.4	-
202	I	12	12	5.09	-	-	-	-	-	-	0.08	5.25	63	55.9	-
203	I	12	8	9.00	-	-	-	-	-	-	0.08	9.16	73.28	65.1	-
COLUMNAS															
301	G	14	48	4.12	0.57	0.15	-	-	-	-	4.84	232.32	280.65	-	
302	O	10	240	0.29	0.29	-	-	-	-	-	0.08	1.32	316.80	32.57	-

RESUMEN DE MATERIALES

HORMIGONES	H.S.	H.C.	ACERO REFUERZO	D	KG	QQ	ESPECIFICACIONES VIGENTES EN:
Replanteo	0.60		8				- Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015
Plintos	1.20		10	450.00	10.00		- Código del ACI 318-14
Cadenas	1.50	4.80	12	826.70	19.00		- Documentos del proyecto
Columnas	2.16		14	280.64	7.00		MATERIALES
Losas	3.82		16				- Acero de refuerzo fy = 4200 Kg/cm²
Escaleras	2.52		18				- Capacidad portante del suelo = 20 Ton/m²
Vigas	2.97		20				- Resistencia Hormigon f'c=210 Kg/cm²
Muro			24				RECUBRIMIENTOS MINIMOS
Otros	1.00						- Cimentación 7.50 cm
							- Columnas y vigas 3.00 cm
							- Gradas y losas 2.50 cm
SUMAN:	20.57			1557.34	36.00		

TIPOS DE DOBLADO:



SELLOS MUNICIPALES:



PROYECTO ESTRUCTURAL:
HOSPITAL DE ESPECIALIDADES DR. JAIME PALLO

CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL: Registro Senescyt: 1010-2018-2003428 R.M.: 2852		REPRESENTANTE LEGAL: SR.		LAMINA: E3 E7	
CONTIENE: CIMENTACION - CADENAS - CUADRO DE COLUMNAS - LOSAS-VIGAS - ESCALERAS- DETALLES VARIOS - PLANILLA DE ACEROS			AREA DE CONSTRUCCION: CUADRO DE RESUMEN DE AREAS		
ESCALA: INDICADAS		FECHA: ENERO - 2019		AREA DE CONSTRUCCION (m ²) CIMENTACION: 128.40 CADENAS: 128.40 COLUMNAS: 128.40 LOSAS: 128.40 ESCALERAS: 128.40 AREA TOTAL CONSTRUCCION: 613.60	
DETALLADO ESTRUCTURAL: Ing. DAVID I. TORRES G.			UBICACION DEL PROYECTO: AMBATO AV. PEREZ DE ANDA		

CUADRO DE COLUMNAS ESTRUCTURA 2

Niv.Superior	+ 16.53
UBICACION	H4-H5-H4-15
Niv.Inferior	-2.00
ESTRIBOS	2EØ12 Ø 10 y 20 mm. Mc 68
ARMADURA	● 14 VARILLAS Ø 18 Mc 66
Niv.Superior	+ 13.29
UBICACION	H7-H8-K2-K3-K7 H6-H5-J1-E7-K4-K5-K6 E4-E5-E6
Niv.Inferior	-2.00
ESTRIBOS	2EØ12 Ø 10 y 20 mm. Mc 68
ARMADURA	● 14 VARILLAS Ø 18 Mc 65

COLUMNA TIPO 3

CUADRO DE COLUMNAS ESTRUCTURA 3

Niv.Superior	+ 16.53
UBICACION	G13-G14-D'13-D'14
Niv.Inferior	-2.00
ESTRIBOS	2EØ12 Ø 10 y 20 mm. Mc 68
ARMADURA	● 14 VARILLAS Ø 18 Mc 66
Niv.Superior	+ 13.29
UBICACION	G7-H7-K7 G9-G10-G11-G12-H9-H10-D'11 E7-K9-K10 D'12-E'9-E'10-E'11
Niv.Inferior	-2.00
ESTRIBOS	2EØ12 Ø 10 y 20 mm. Mc 68
ARMADURA	● 14 VARILLAS Ø 18 Mc 65
Niv.Superior	+ 0.33
UBICACION	K11-K12-K13-F14
Niv.Inferior	-2.00
ESTRIBOS	2EØ12 Ø 10 y 20 mm. Mc 68
ARMADURA	● 14 VARILLAS Ø 18 Mc 64

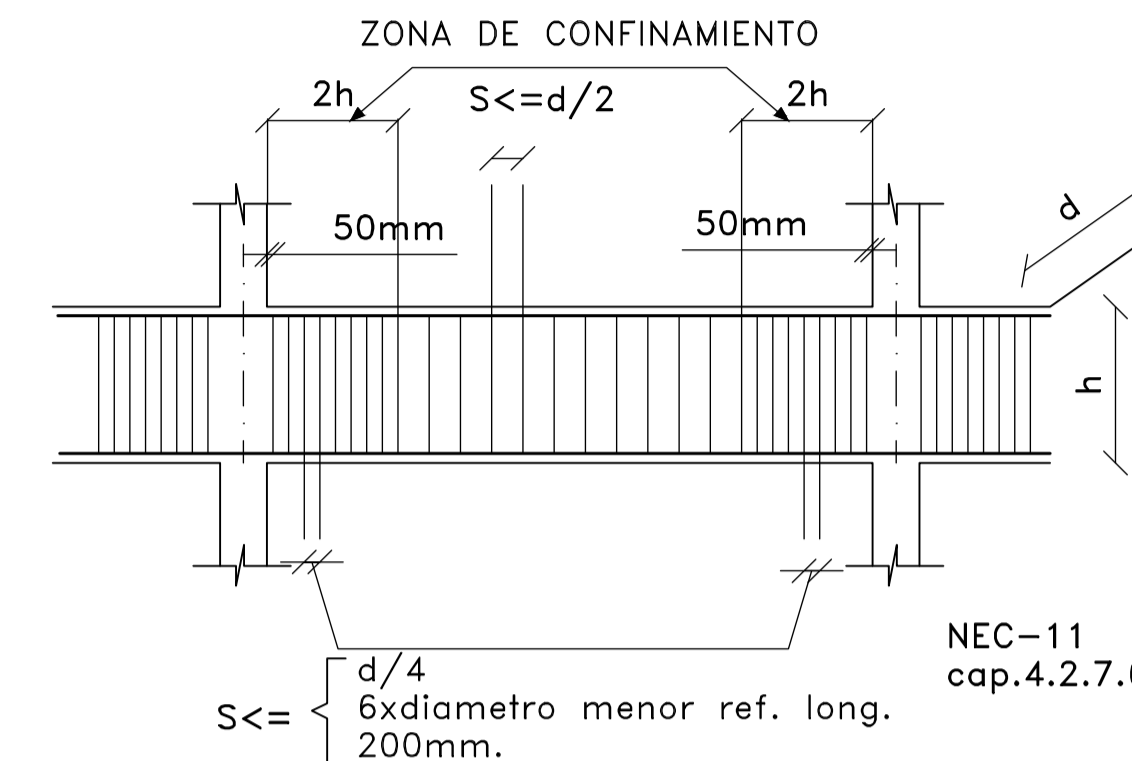
COLUMNA TIPO 3

CUADRO DE COLUMNAS ESTRUCTURA 1

Niv.Superior	+ 16.53		
UBICACION	A11'-A12'-A13' B'11'-B'12'-B'13'		
Niv.Inferior	-2.00		
ESTRIBOS	2EØ12 Ø 10 y 20 mm. Mc 68		
ARMADURA	● 14 VARILLAS Ø 18 Mc 66		
Niv.Superior	+ 13.29		
UBICACION	AB'-A9'-A10' C'11'-F11'		
Niv.Inferior	-2.00		
ESTRIBOS	2EØ12 Ø 10 y 20 mm. Mc 68		
ARMADURA	● 14 VARILLAS Ø 18 Mc 65		
Niv.Superior	+3.57	+ 13.29	+ 3.57
UBICACION	A7'-B7'-C7'-D7'-E7'	CB'-C9'-C10' FB'-F9'-F10'	F7'
Niv.Inferior	-2.00	-2.00	-2.00
ESTRIBOS	2EØ10 Ø 10 y 20 mm. Mc 61	2EØ12 Ø 10 y 20 mm. Mc 63	2EØ12 Ø 10 y 20 mm. Mc 68
ARMADURA	● 10 VARILLAS Ø 14 Mc 60	● 16 VARILLAS Ø 18 Mc 62	● 14 VARILLAS Ø 18 Mc 67

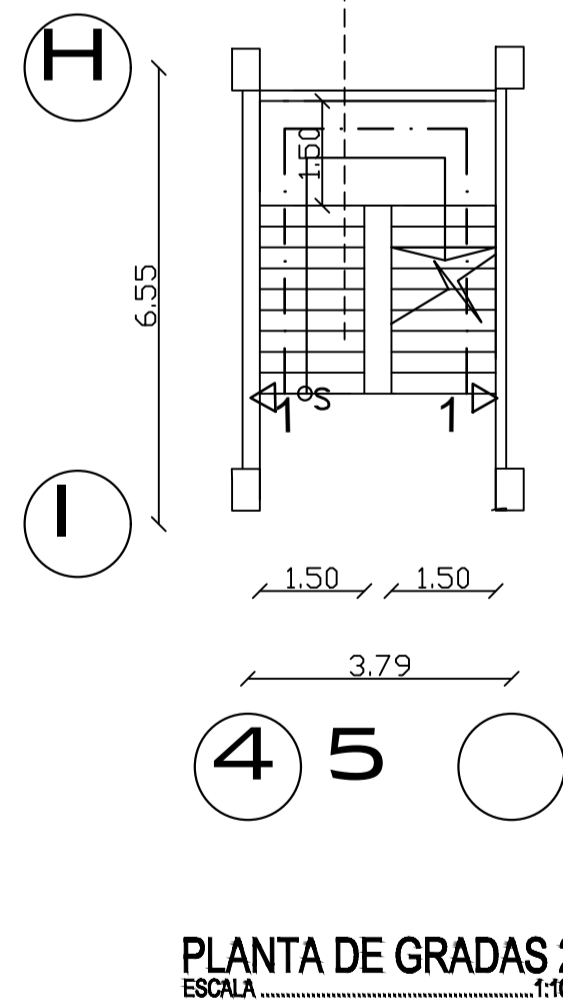
COLUMNA TIPO 1, TIPO 2, TIPO 3

ZONA CONFINAMIENTO VIGAS

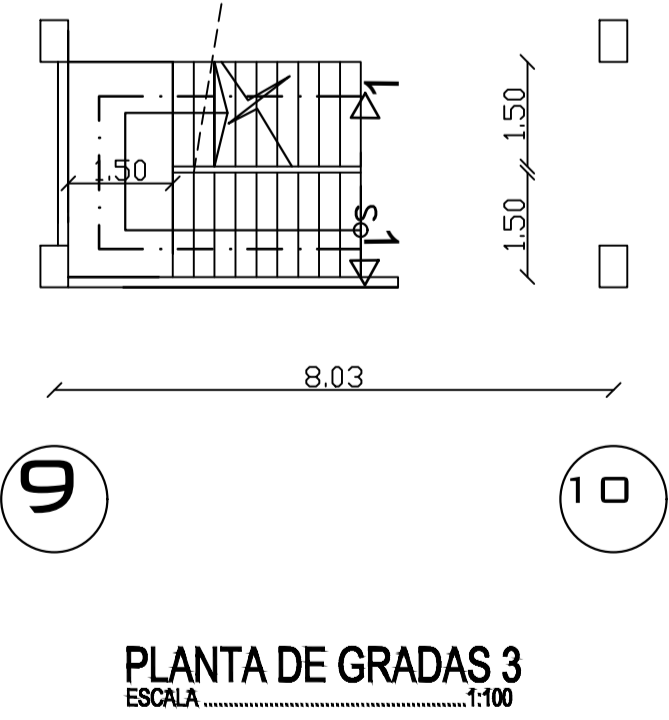


NOTAS IMPORTANTES:
 EN LA LOSA DE CUBIERTA SE DEBERA COLOCAR MALLA ELECTROSOLDADA TIPO AR-84 DENTRO DE LA LOSETA PARA QUE ABSORVA ESFUERZOS DE CONTRACCION Y TEMPERATURA POR SER AREA EXPUESTA A LA ACCION DEL INTEMPERISMO EN FORMA DIRECTA.
 LAS LONGITUDES DE CORTE DE LAS VARILLAS DE REFUERZO ESTAN SUJETAS A VARIACION DEACUERDO A LO QUE SE PRESENTE EN LA OBRA.
 LA ARMADRA POR MOMENTO NEGATIVO SE COLOCARA SEGUN LO QUE SE INDICA EN NUMERO DE BARRAS POR NERVIOS EN EL TIMBRADO

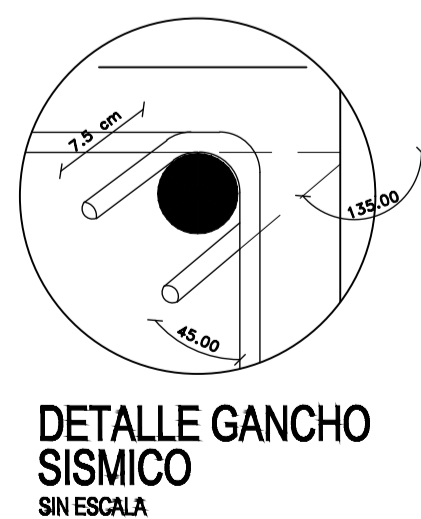
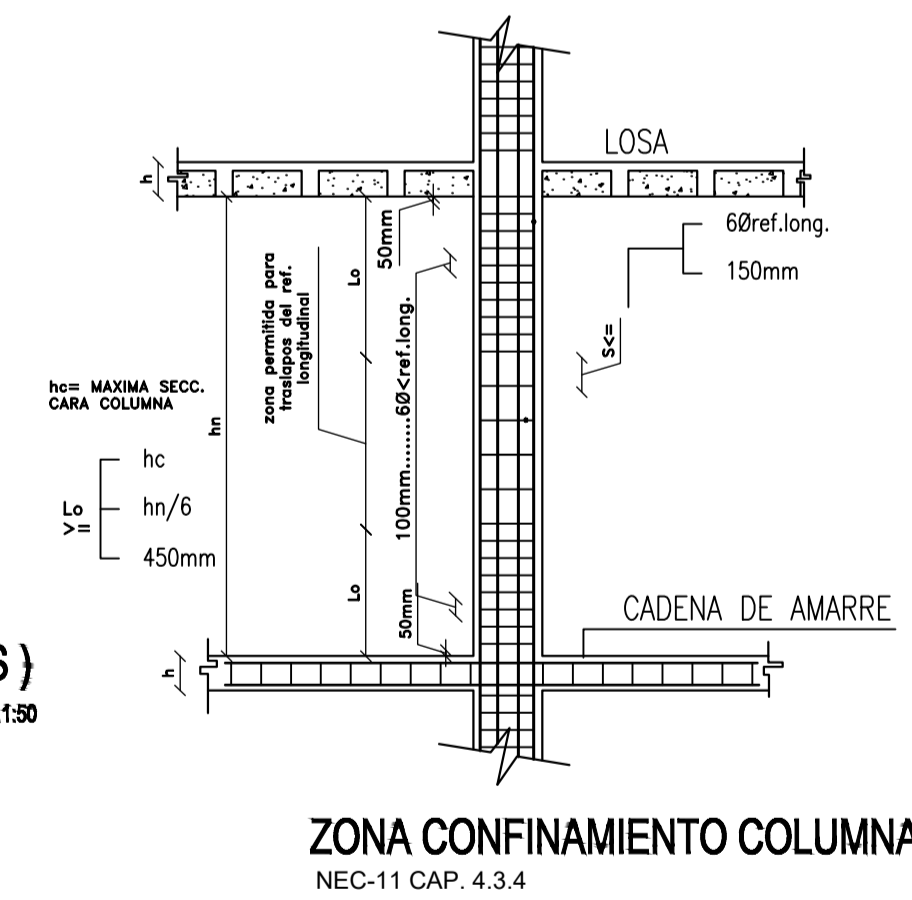
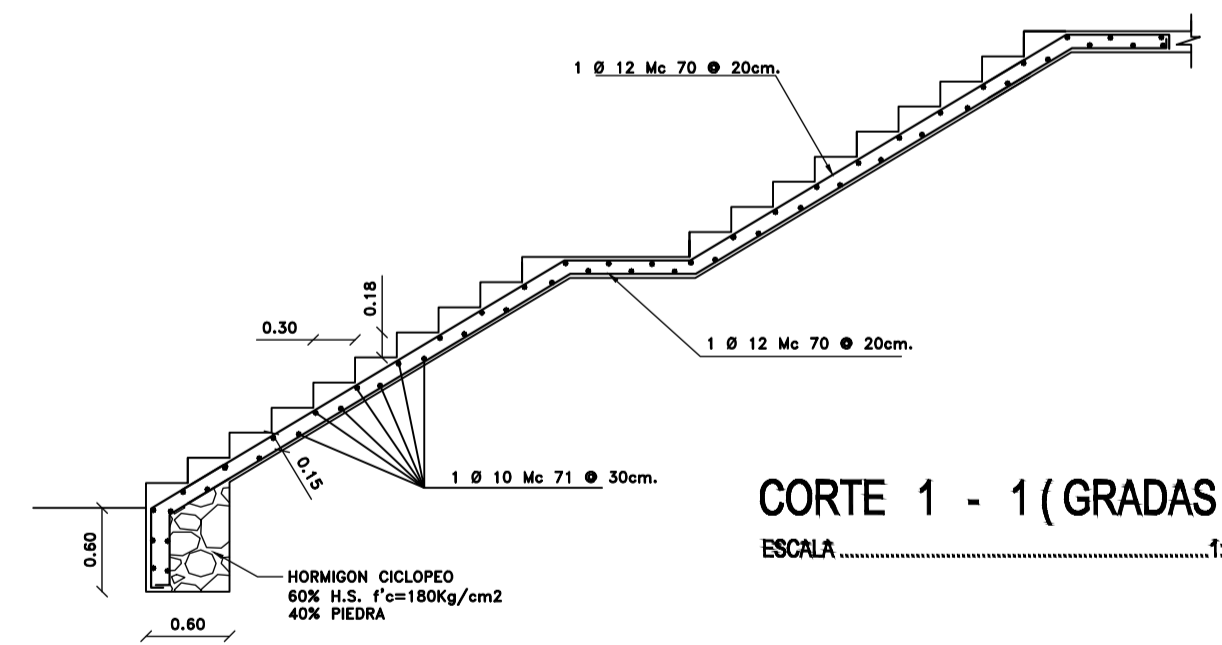
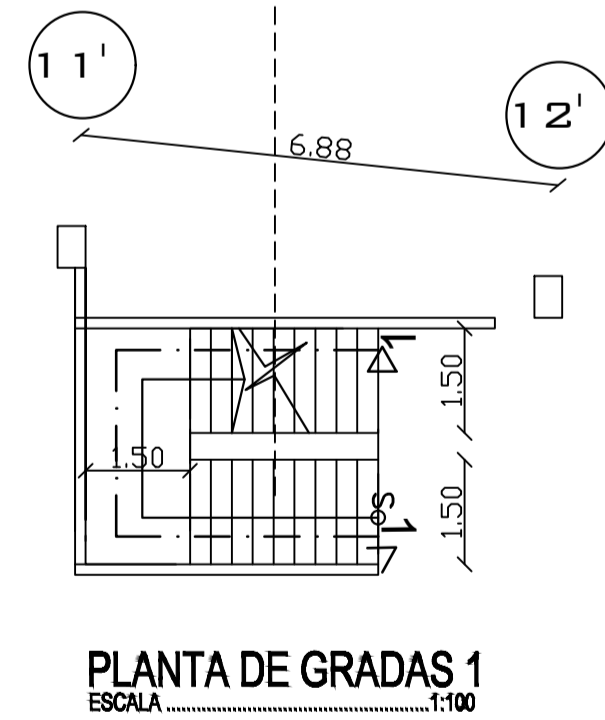
ESCALERA EMERGENCIA 2



ESCALERA EMERGENCIA 3



ESCALERA EMERGENCIA 1



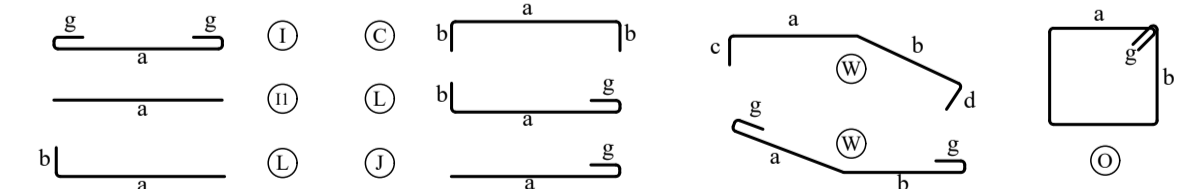
PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES							Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg.	Obsv.	
				a	b	c	d	e	f	g					
CIMENTACION															
101	I	12	84	0.90	-	-	-	-	-	-	0.05	1	84	74.6	-
CADENAS															
201	O	10	240	0.14	0.19	-	-	-	-	-	0.08	0.82	196.8	121.4	-
202	I	12	12	5.09	-	-	-	-	-	-	0.08	5.25	63	55.9	-
203	I	12	8	9.00	-	-	-	-	-	-	0.08	9.16	73.28	65.1	-
COLUMNAS															
301	G	14	48	4.12	0.57	0.15	-	-	-	-	4.84	232.32	280.65	-	-
302	O	10	240	0.29	0.29	-	-	-	-	-	0.08	1.32	316.80	32.57	-

RESUMEN DE MATERIALES

HORMIGONES	H.S.	H.C.	D	KG	QQ	ESPECIFICACIONES VIGENTES EN:
Replanteo	0.60	8				- Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015
Plintos	1.20	10	450.00	10.00		- Código del ACI 318-14
Cadenas	1.50	4.80	826.70	19.00		- Documentos del proyecto
Losas	2.16	14	280.64	7.00		MATERIALES
Columnas	3.82	16				- Acero de refuerzo fy = 4200 Kg/cm ²
Escaleras	2.52	18				- Capacidad portante del suelo = 20 Ton/m ²
Vigas	2.97	20				- Resistencia Hormigon f _{cd} =210 Kg/cm ²
Muro		24				RECUBRIMIENTOS MINIMOS
Otros	1.00					- Cimentación 7.50 cm
						- Columnas y vigas 3.00 cm
						- Gradas y losas 2.50 cm
SUMAR:			20.57	1557.34	36.00	

TIPOS DE DOBLADO:



SELLOS MUNICIPALES:



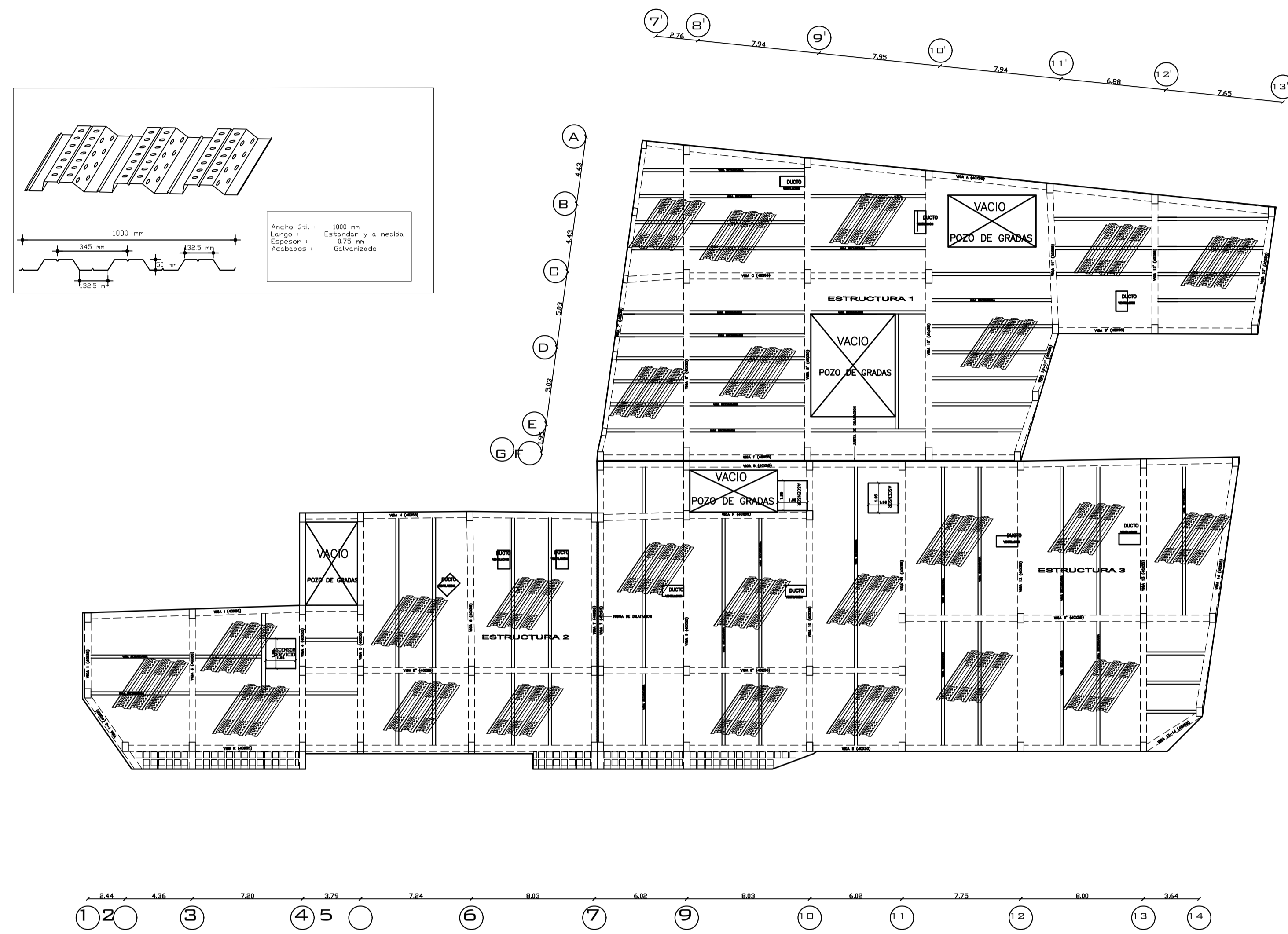
PROYECTO ESTRUCTURAL:
HOSPITAL DE ESPECIALIDADES DR. JAIME PALLO

CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL: Registro Senecy: 1010-2018-2003428 R.M.: 2852	REPRESENTANTE LEGAL: SR.	LAMINA: E4 E7
---	---------------------------------	-----------------------------------

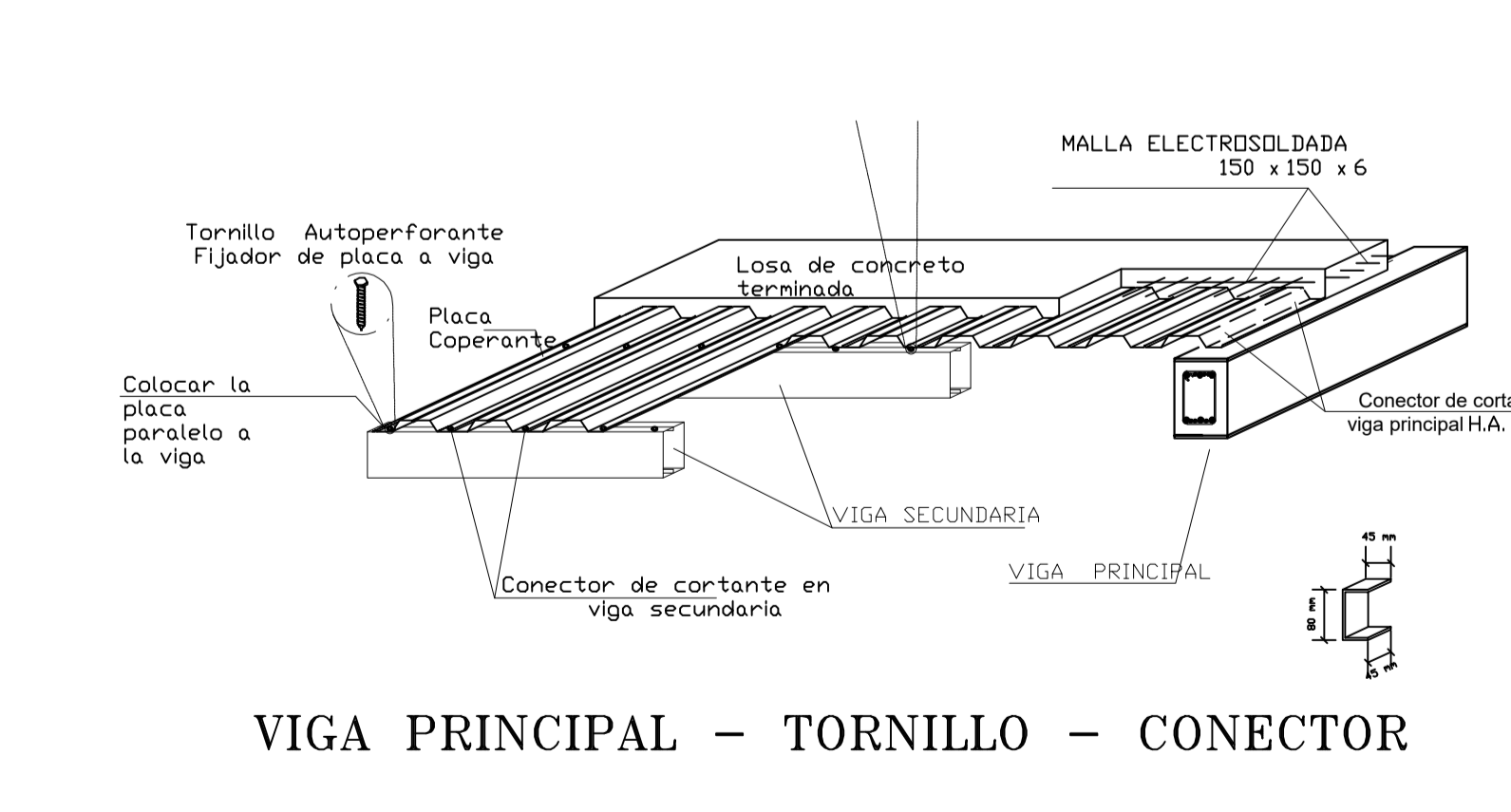
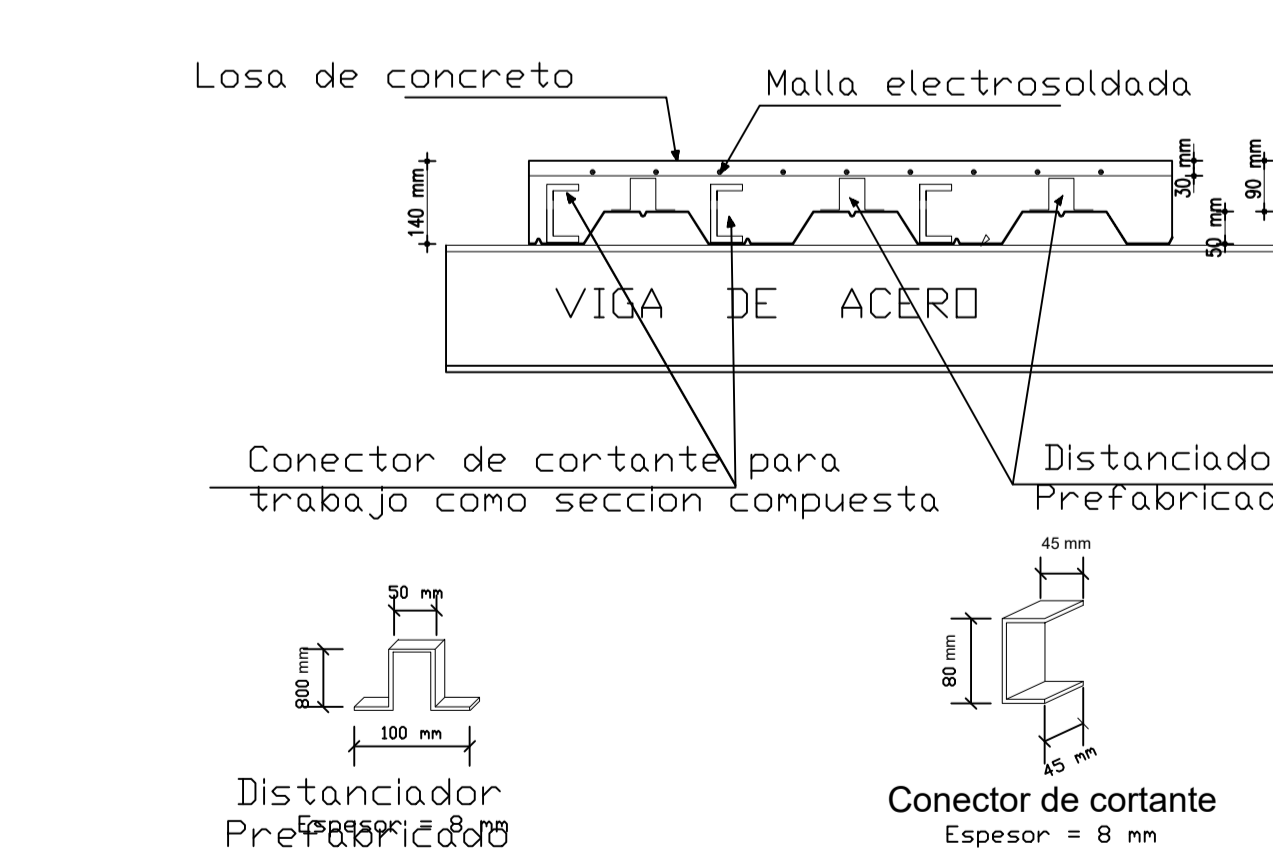
CONTIENE: CIMENTACION - CADENAS - CUADRO DE COLUMNAS - LOSAS - VIGAS - ESCALERAS - DETALLES VARIOS - PLANILLA DE ACEROS	FECHA: ENERO - 2019	AREA DE CONSTRUCCION: CUADRO DE RESUMEN DE AREAS																											
ESCALA: INDICADAS DETALLADO ESTRUCTURAL: Ing. DAVID I. TORRES G.	UBICACION DEL PROYECTO: AMBATO AV. PEREZ DE ANDA	<table border="1"> <thead> <tr> <th>INDICACION</th> <th>AREA</th> <th>CM2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>CONCRETO</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>ACERO</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>LOSAS</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>COLUMNAS</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>CADENAS</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>ESCALERAS</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>OTROS</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>TOTAL</td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	INDICACION	AREA	CM2	CONCRETO			ACERO			LOSAS			COLUMNAS			CADENAS			ESCALERAS			OTROS			TOTAL		
INDICACION	AREA	CM2																											
CONCRETO																													
ACERO																													
LOSAS																													
COLUMNAS																													
CADENAS																													
ESCALERAS																													
OTROS																													
TOTAL																													

PLANILLA DE ACEROS

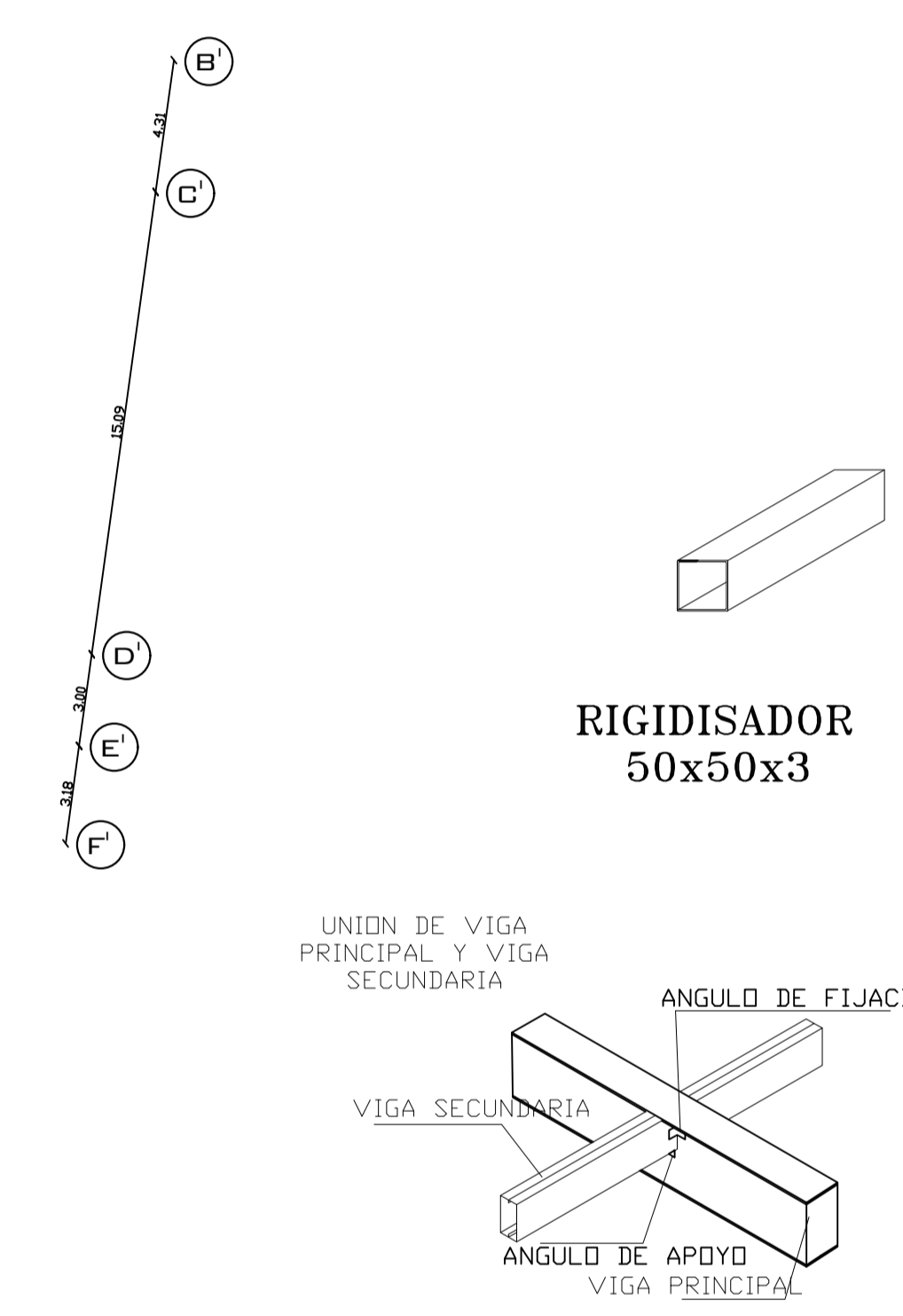
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES							Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg.	Obsv.	
				a	b	c	d	e	f	g					
CIMENTACION															
101	I	12	84	0.90	-	-	-	-	-	-	0.05	1	84	74.6	-
CADENAS															
201	O	10	240	0.14	0.19	-	-	-	-	-	0.08	0.82	196.8	121.4	-
202	I	12	12	5.09	-	-	-	-	-	-	0.08	5.25	63	55.9	-
203	I	12	8	9.00	-	-	-	-	-	-	0.08	9.16	73.28	65.1	-
COLUMNAS															
301	G	14	48	4.12	0.57	0.15	-	-	-	-	4.84	232.32	280.65	-	-
302	O	10	240	0.29	0.29	-	-	-	-	-	0.08	1.32	316.80	32.57	-
LOSA															
401	C	12	25	1.60	0.15	-	-	-	-	-	1.90	47.5	42.2	-	-
402	C	12	39	1.75	0.15	-	-	-	-	-	2.05	79.95	71	-	-
403	I	12	10	9.00	-	-	-	-	-	-	0.08	9.16	91.6	81.3	-
404	I	12	18	5.09	-	-	-	-	-	-	0.08	5.25	94.5	83.9	-
405	C	12	8	2.90	0.15	-	-	-	-	-	3.20	25.6	22.7	-	-



LOSA NIVEL + 0.33 e=14cm
ESCALA: 1:200

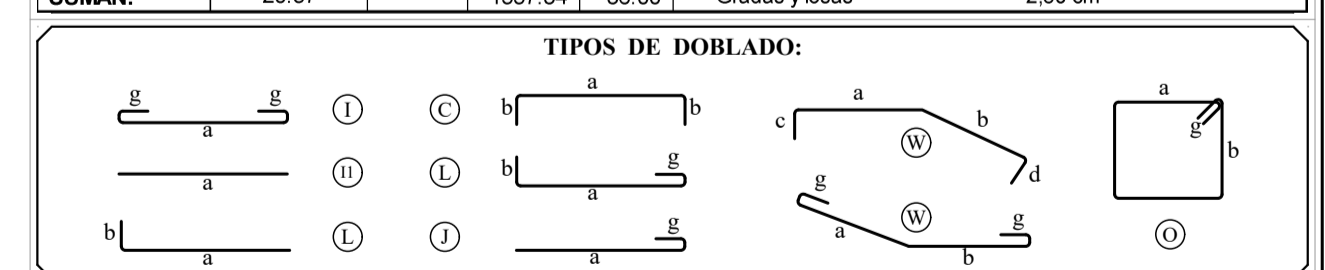


VIGA PRINCIPAL - TORNILLO - CONECTOR



RIGIDISADOR 50x50x3

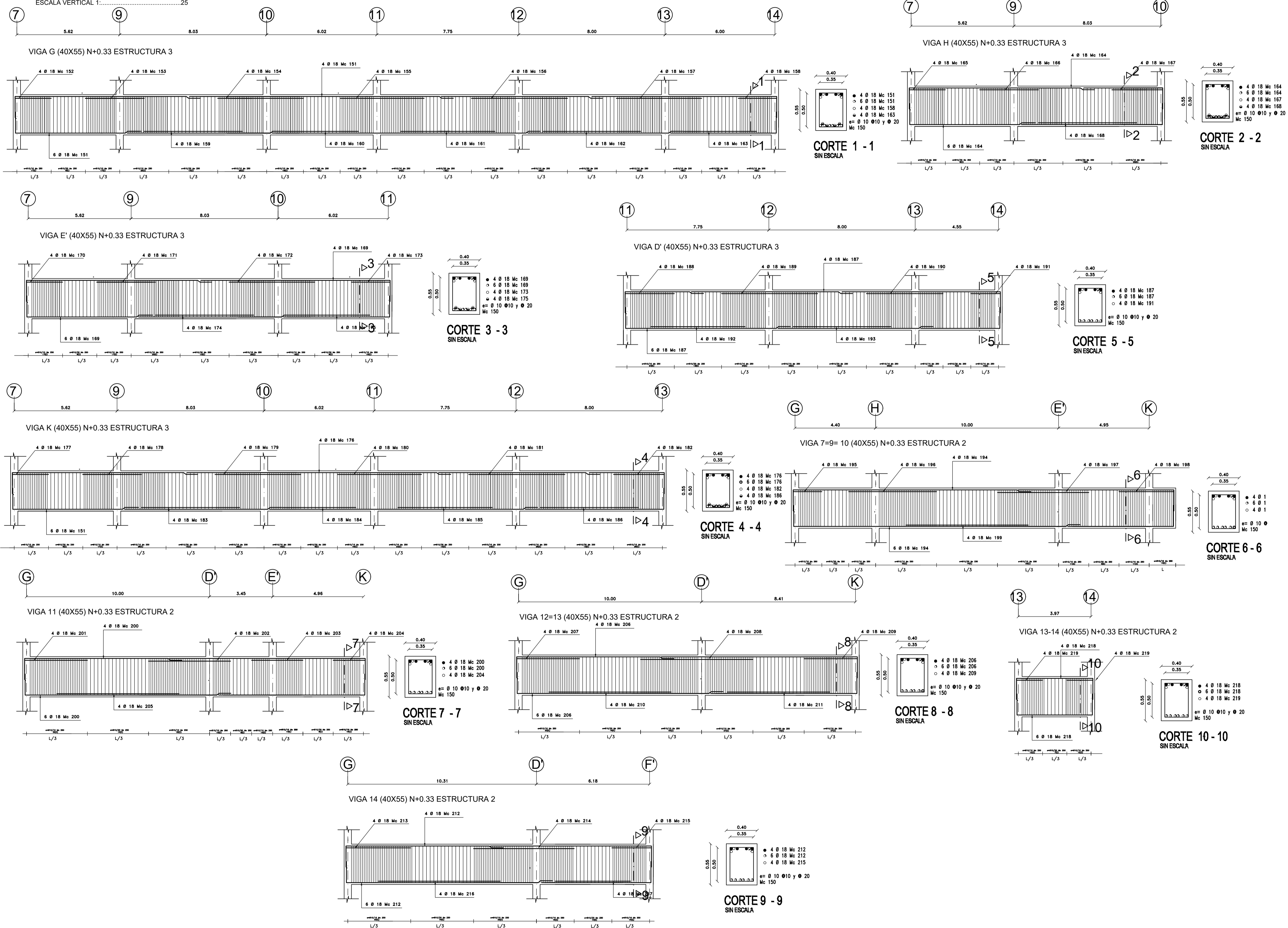
RESUMEN DE MATERIALES					
HORMIGONES	ACERO		REFUERZO		ESPECIFICACIONES VIGENTES EN:
Elemento	H.S.	H.C.	D	KG	
Replanteo	0.60		8		
Piintos	1.20		10	450.00	10.00
Cadenas	1.50	4.80	12	826.70	19.00
Columnas	2.16		14	280.64	7.00
Losas	3.82		16		
Escaleras	2.52		18		
Vigas	2.97		20		
Muro			24		
Otros	1.00				
SUMAR:				1557.34	36.00



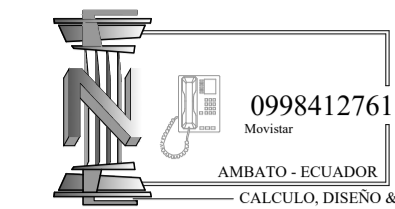
SELLOS MUNICIPALES:

CORTE LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL DE VIGAS

ESCALA HORIZONTAL 1:.....100
ESCALA VERTICAL 1:.....25



ING. DAVID ISRAEL TORRES GARZÓN



**PROYECTO ESTRUCTURAL:
HOSPITAL DE ESPECIALIDADES DR. JAIME PALLO**

<p>CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL: Registro Senescyt: 1010-2018-2003428 R.M.: 2852</p>	<p>REPRESENTANTE LEGAL: SR.</p>	<p>LAMINA: E6 E7</p>															
<p>CONTIENE: CIMENTACION - CADENAS - CUADRO DE COLUMNAS - LOSAS - VIGAS - ESCALERAS - DETALLES VARIOS - PLANILLA DE ACEROS</p>																	
<p>ESCALA: INDICADAS</p>	<p>FECHA: ENERO - 2019</p>	<p>UBICACION DEL PROYECTO: AMBATO AV. PEREZ DE ANDA</p>															
<p>AREA DE CONSTRUCCION: CUADRO DE RESUMEN DE AREAS</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>DESCRIPCION</th> <th>AREA (m²)</th> <th>CON %</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>ESTRUCTURA</td><td>100.00</td><td>62.50</td></tr> <tr><td>PLANTAS</td><td>100.00</td><td>62.50</td></tr> <tr><td>ESCALERAS</td><td>100.00</td><td>62.50</td></tr> <tr><td>TOTAL</td><td>300.00</td><td>100.00</td></tr> </tbody> </table>			DESCRIPCION	AREA (m ²)	CON %	ESTRUCTURA	100.00	62.50	PLANTAS	100.00	62.50	ESCALERAS	100.00	62.50	TOTAL	300.00	100.00
DESCRIPCION	AREA (m ²)	CON %															
ESTRUCTURA	100.00	62.50															
PLANTAS	100.00	62.50															
ESCALERAS	100.00	62.50															
TOTAL	300.00	100.00															

PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES							Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg.	Obsv.
				a	b	c	d	e	f	g				
MARCAS 600														
VIGAS:														
101	L	12	6	3.09	0.17	-	-	-	-	-	3.26	19.56	17.4	-
102	W	12	3	3.79	3.69	0.17	-	-	-	-	7.65	22.95	20.4	-
103	W	12	3	0.17	2.60	4.07	1.30	-	-	-	8.24	25.02	22.2	-
104	V	12	3	0.17	2.88	7.30	1.30	-	-	-	11.65	34.95	31.0	-
105	C	14	2	0.17	2.50	-	-	-	-	-	5.17	10.34	12.5	-
101	W	14	2	0.17	2.97	0.34	0.17	-	-	-	3.65	7.3	8.8	-
107	C	14	2	1.78	0.17	-	-	-	-	-	2.12	4.24	5.1	-
108	C	14	2	2.23	0.17	-	-	-	-	-	2.57	5.14	6.2	-
109	L	12	6	3.30	0.17	-	-	-	-	-	3.47	20.82	18.5	-
110	L	12	3	2.65	0.17	-	-	-	-	-	2.82	8.46	7.5	-
111	C	14	4	1.64	0.17	-	-	-	-	-	1.98	7.92	9.6	-
112	W	14	4	0.17	0.73	1.21	0.17	-	-	-	2.28	9.12	11.0	-
113	W	12	3	0.17	4.05	2.44	2.50	1.64	-	-	10.80	32.4	28.8	-
114	W	12	3	0.17	3.95	2.56	2.60	2.22	-	-	11.50	34.5	30.6	-
115	C	14	4	1.63	0.17	-	-	-	-	-	1.97	7.88	9.5	-
111	L	12	3	0.17	2.65	-	-	-	-	-	2.82	8.46	7.5	-
117	W	12	3	0.17	1.28	2.44	2.50	1.67	-	-	8.06	24.18	21.5	-
118	W	12	3	0.17	1.18	2.56	2.60	0.17	-	-	6.68	20.04	17.8	-
119	W	14	2	0.17	1.15	0.70	0.17	-	-	-	2.19	4.38	5.3	-
120	W	14	4	0.17	1.61	0.87	0.17	-	-	-	2.82	11.28	13.6	-
121	W	12	3	3.81	2.35	2.35	0.75	0.17	-	-	9.48	28.29	25.1	-
122	W	12	3	2.77	2.24	2.24	0.85	0.17	-	-	8.27	24.81	22.0	-
123	W	14	2	0.17	1.73	1.47	0.17	-	-	-	3.54	7.08	8.6	-
124	C	14	4	2.50	0.17	-	-	-	-	-	2.84	11.36	13.7	-
125	L	12	3	5.65	0.17	-	-	-	-	-	5.82	17.46	15.5	-
121	L	12	3	0.17	6.67	-	-	-	-	-	6.84	20.52	18.2	-
127	C	14	6	1.80	0.17	-	-	-	-	-	2.14	12.84	15.5	-
128	W	12	3	0.17	1.24	2.35	2.35	0.75	0.17	-	7.03	21.09	18.7	-
129	W	12	3	0.17	1.34	2.24	2.24	0.85	0.17	-	7.01	21.03	18.7	-
130	W	14	2	0.17	1.33	1.47	0.17	-	-	-	3.14	6.28	7.6	-
131	C	14	2	2.26	0.17	-	-	-	-	-	2.60	5.2	6.3	-
132	L	12	3	4.49	0.17	-	-	-	-	-	4.66	13.98	12.4	-
133	V	12	3	0.17	4.72	2.15	2.15	1.33	-	-	10.52	31.56	28.0	-
134	W	12	3	0.17	4.82	2.07	2.80	-	-	-	9.86	29.58	26.3	-
135	W	14	2	0.17	0.73	0.85	0.17	-	-	-	1.92	3.84	4.6	-
131	W	14	2	0.17	1.18	0.70	0.17	-	-	-	2.22	4.44	5.4	-
137	W	12	3	0.17	4.05	2.45	2.50	2.87	0.17	-	12.21	36.63	32.5	-
138	W	12	3	0.17	3.95	2.55	2.61	2.77	0.17	-	12.22	36.66	32.6	-
139	C	14	2	1.00	0.17	-	-	-	-	-	1.34	2.68	3.2	-
140	C	14	6	1.55	0.17	-	-	-	-	-	1.89	11.34	13.7	-
141	C	14	4	1.50	0.17	-	-	-	-	-	1.84	7.36	8.9	-
142	C	14	4	1.60	0.17	-	-	-	-	-	1.94	7.76	9.4	-
143	O	10	41	0.26	0.16	-	-	-	-	0.07	0.98	40.18	24.8	-
144	C	14	2	1.83	0.37	-	-	-	-	-	2.57	5.14	6.2	-
145	C	14	2	1.88	0.37	-	-	-	-	-	2.62	5.24	6.3	-
141	C	12	6	5.39	0.37	-	-	-	-	-	6.13	36.78	32.7	-
147	O	10	375	0.26	0.21	-	-	-	-	0.07	1.08	405	249.9	-

RESUMEN DE MATERIALES

HORMIGONES	ACERO REFUERZO				ESPECIFICACIONES VIGENTES EN:
Elemento	H.S.	H.C.	D	KG	QO
Replanteo	0.60		8		
Plintos	1.20		10	450.00	10.00
Cadenas	1.50	4.80	12	826.70	19.00
Columnas	2.16	14	280.64	7.00	
Losas	3.82				
Escaleras	2.52		18		
Vigas	2.97		20		
Muro			24		
Otros	1.00				
SUMAN:	20.57		1557.34	36.00	

ESPECIFICACIONES VIGENTES EN:

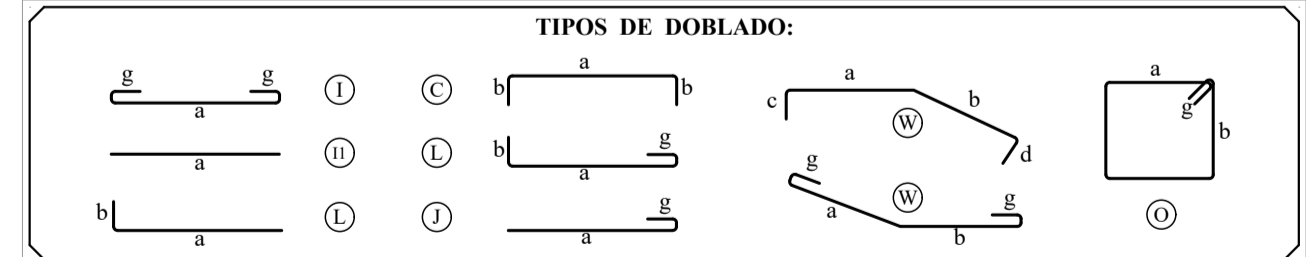
- Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015
- Código del ACI 318-14
- Documentos del proyecto

MATERIALES

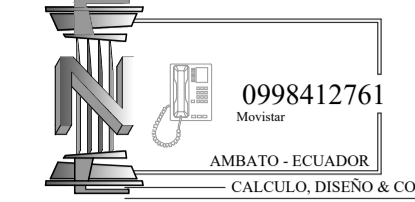
- Acero de refuerzo fy = 4200 Kg/cm²
- Capacidad portante del suelo = 20 Ton/m²
- Resistencia Hormigon Fc = 210 Kg/cm²

RECUBRIMIENTOS MINIMOS

- Cimentación: 7.50 cm
- Columnas y vigas: 3.00 cm
- Gradadas y losas: 2.50 cm



SELLOS MUNICIPALES:



**PROYECTO ESTRUCTURAL:
HOSPITAL DE ESPECIALIDADES DR. JAIME PALLO**

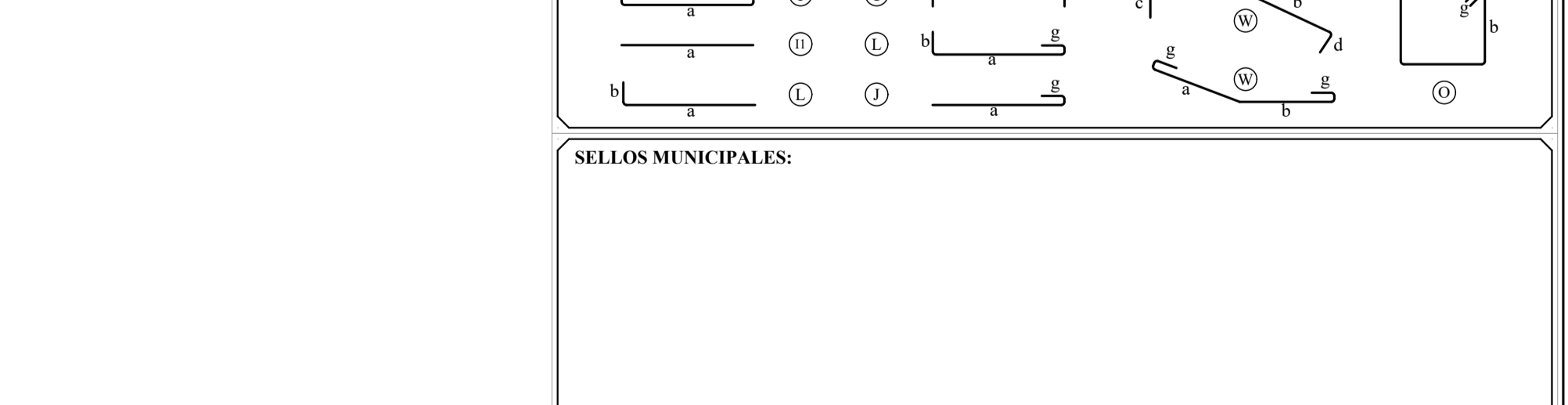
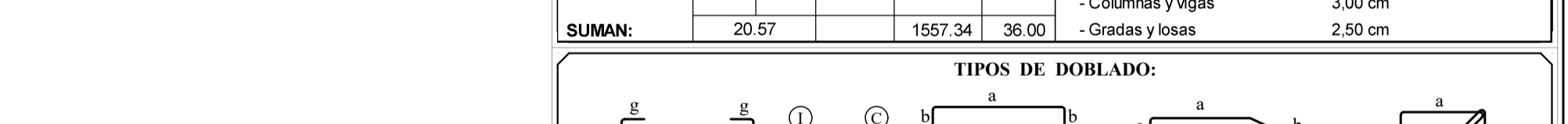
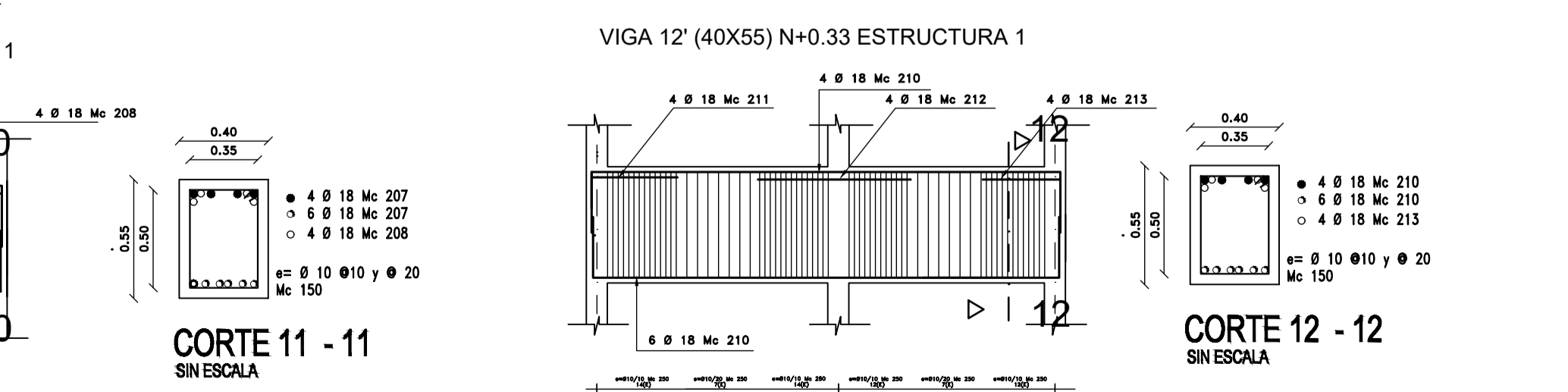
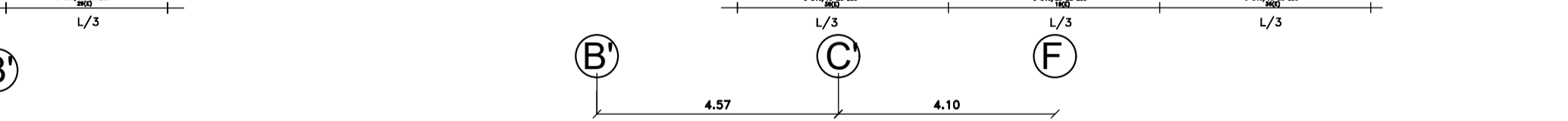
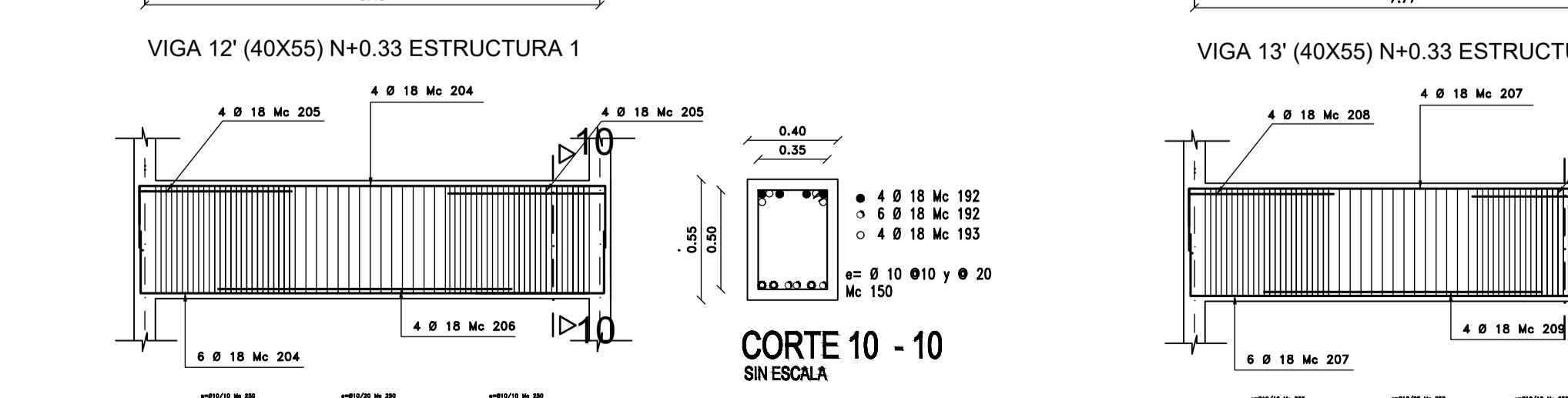
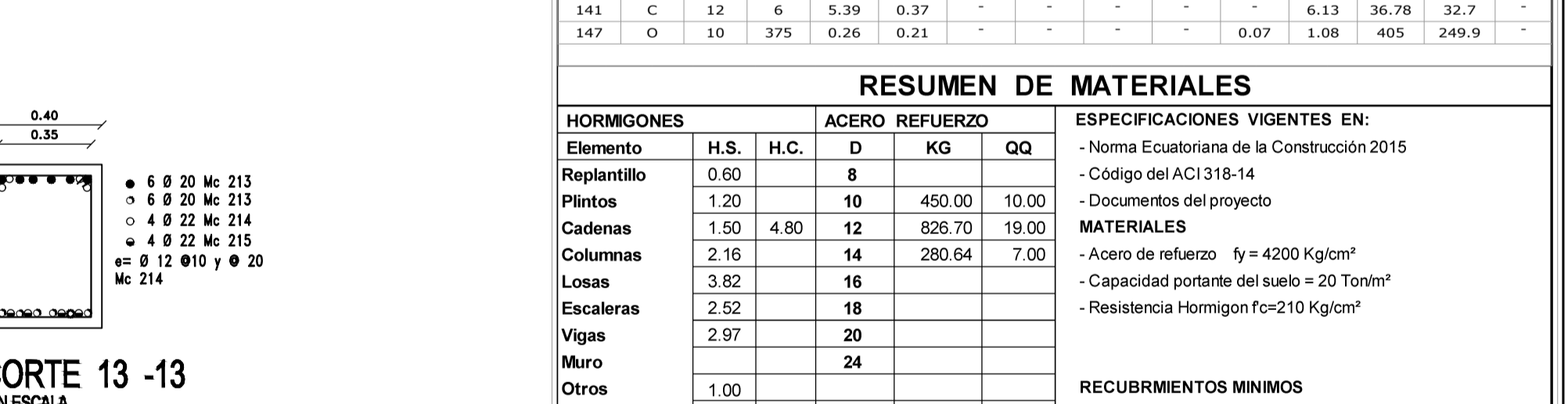
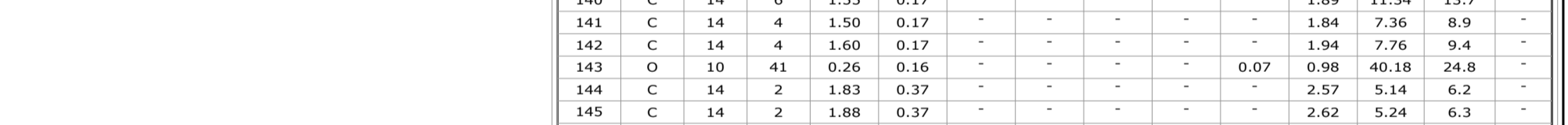
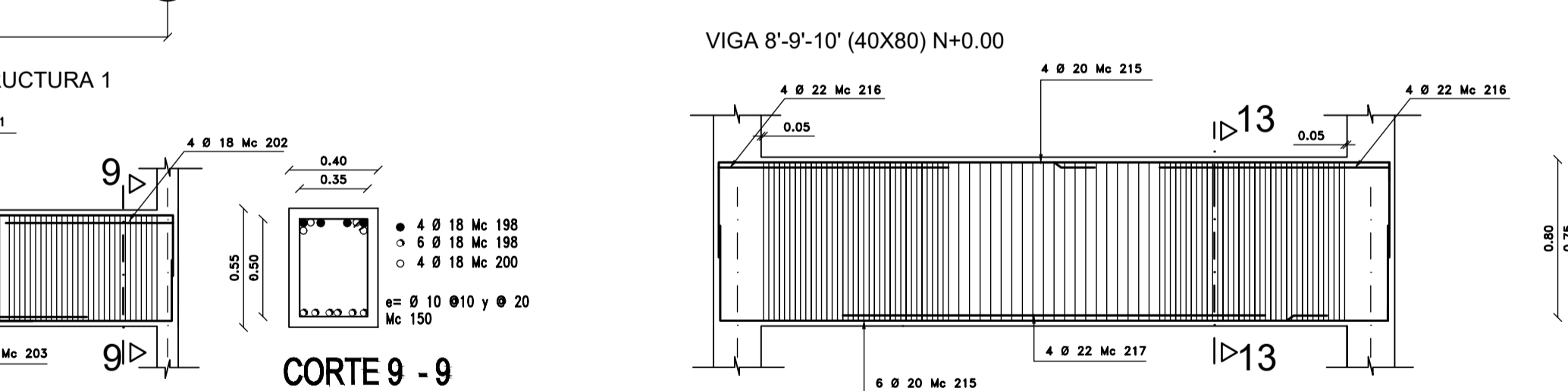
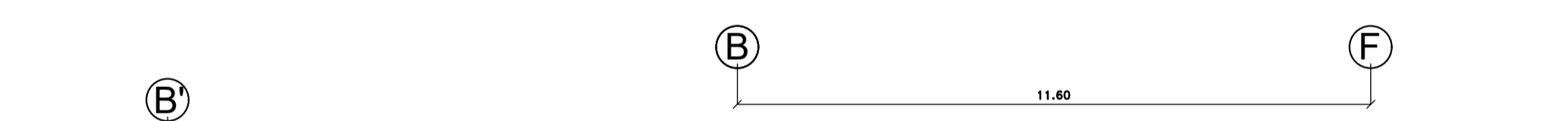
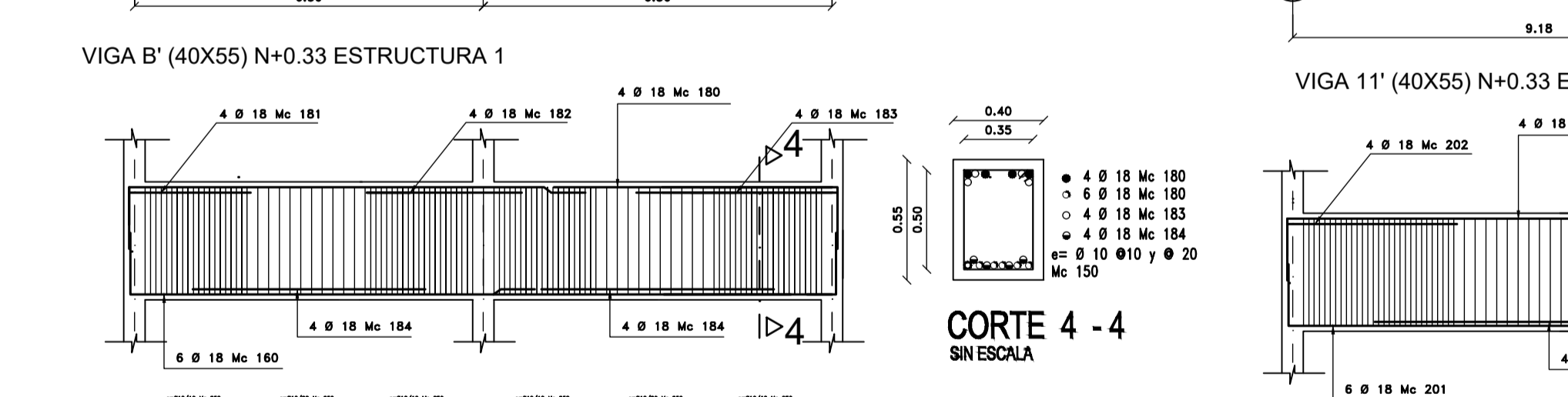
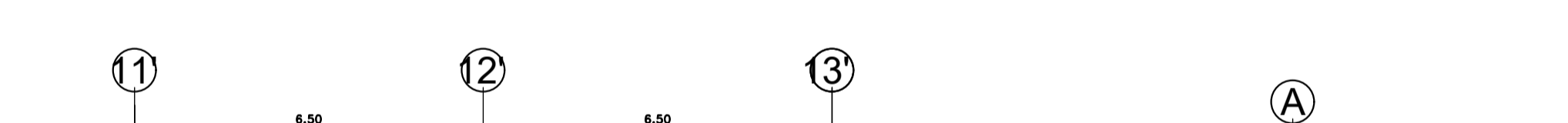
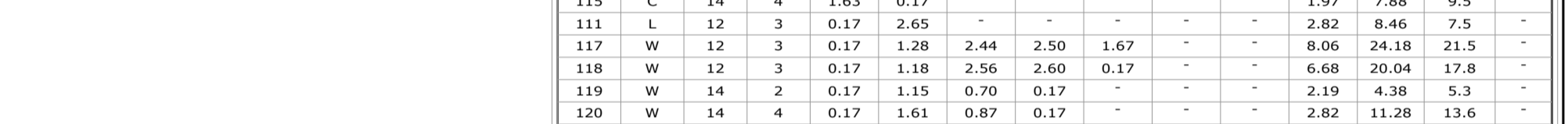
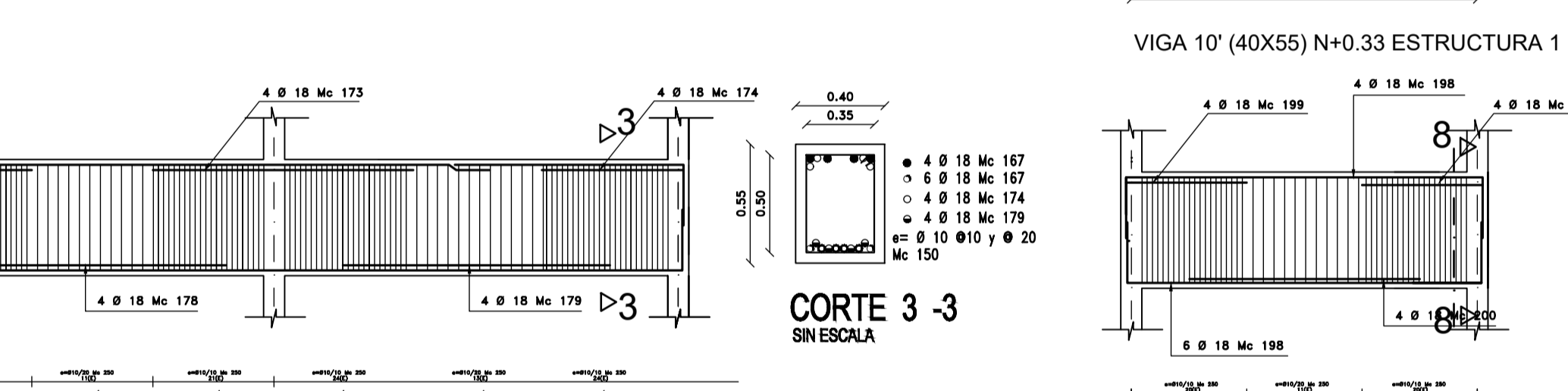
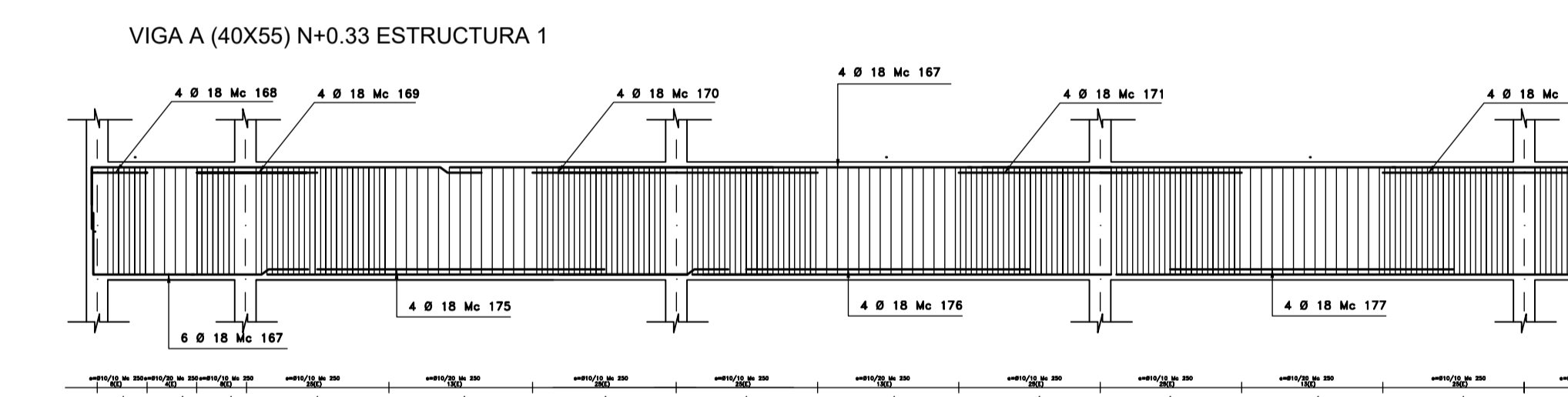
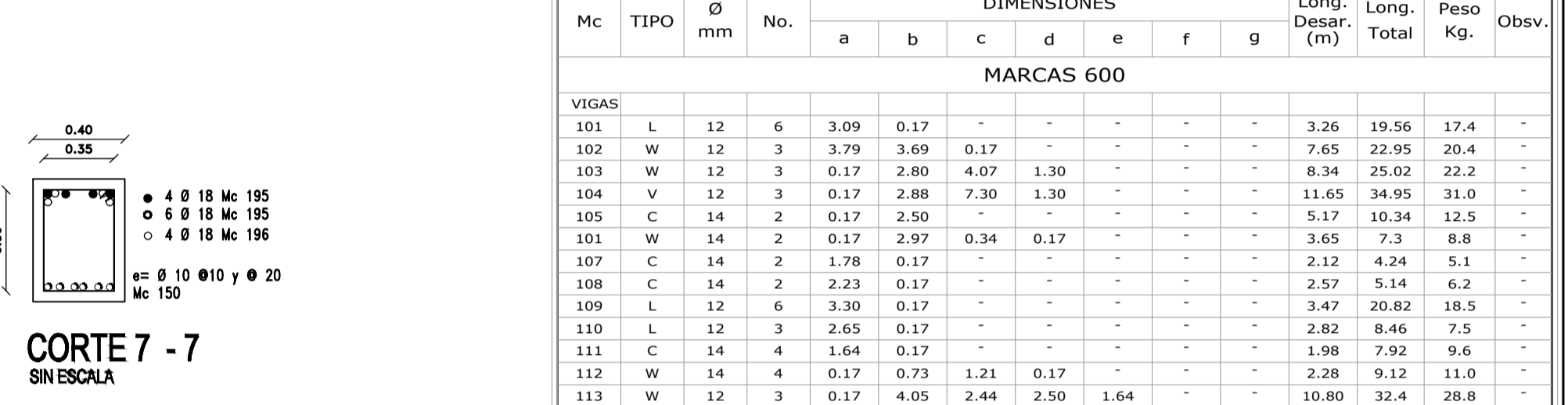
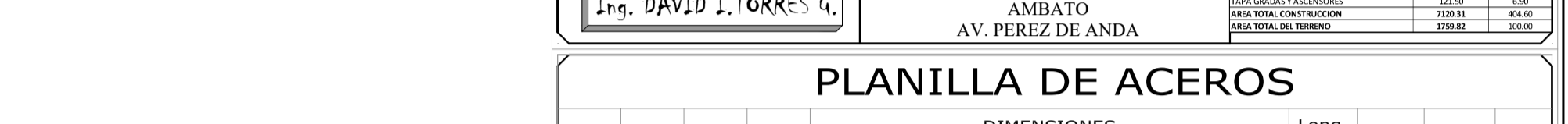
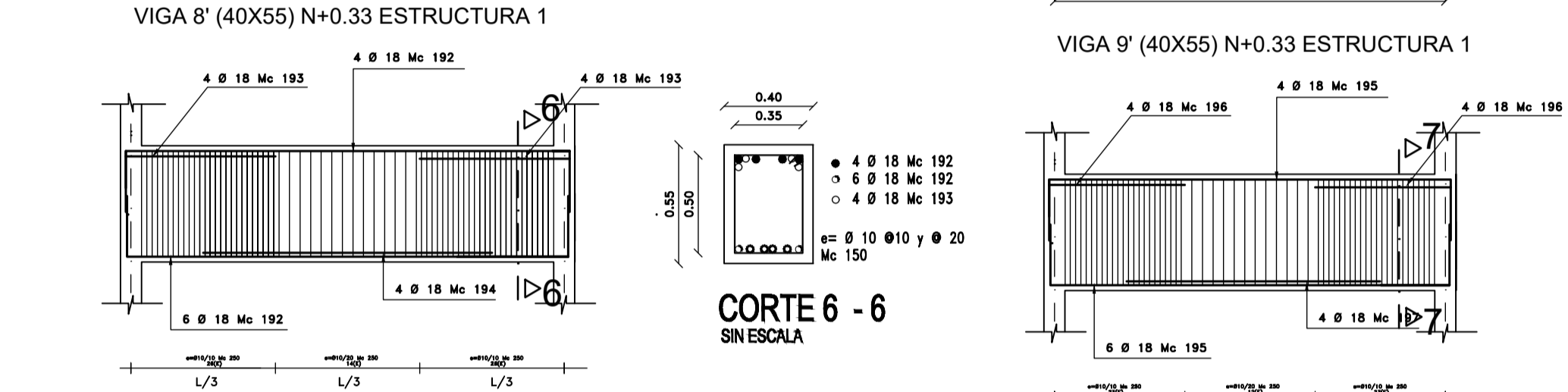
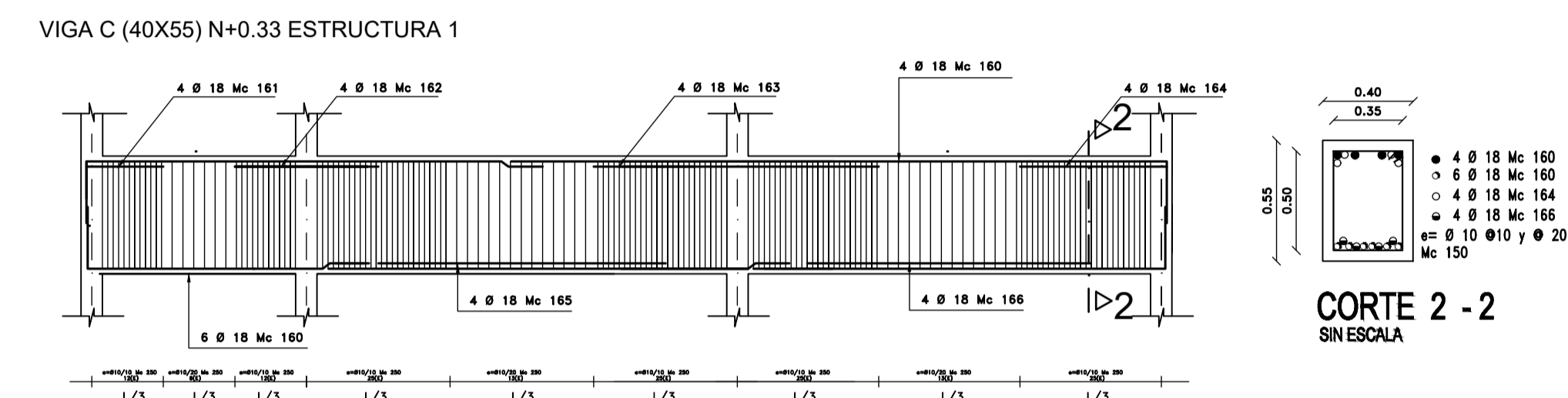
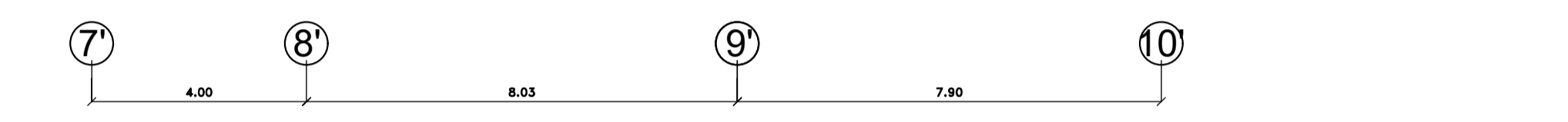
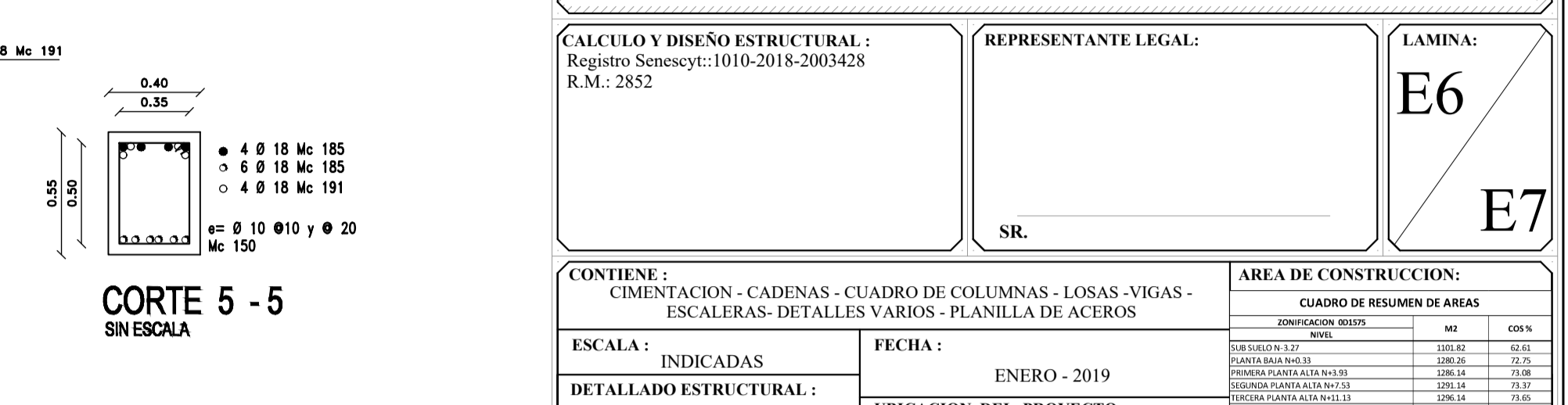
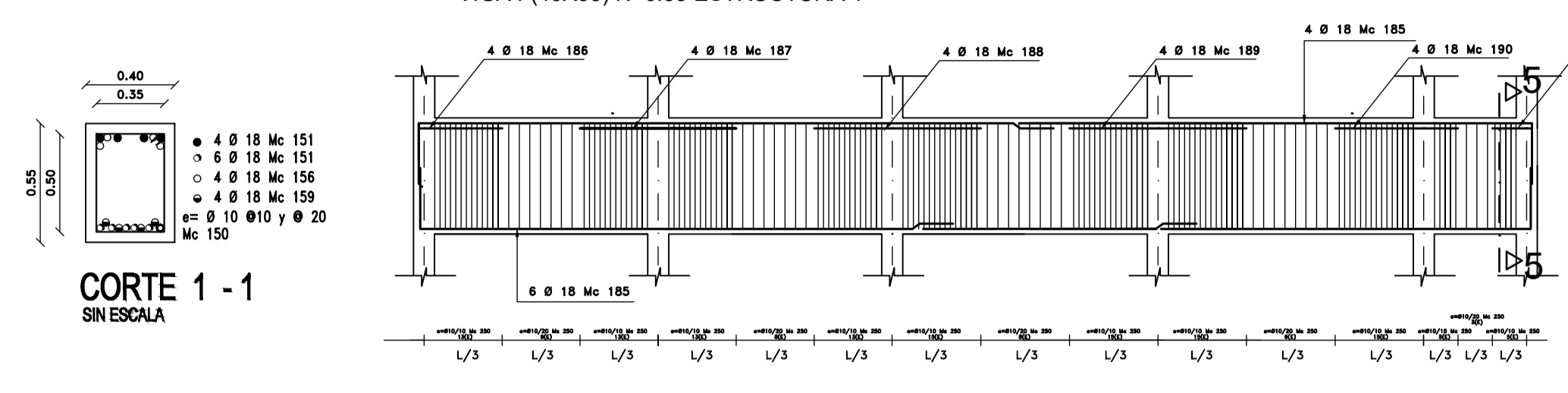
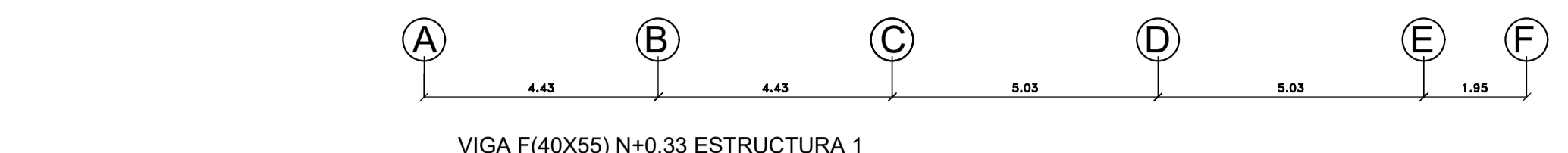
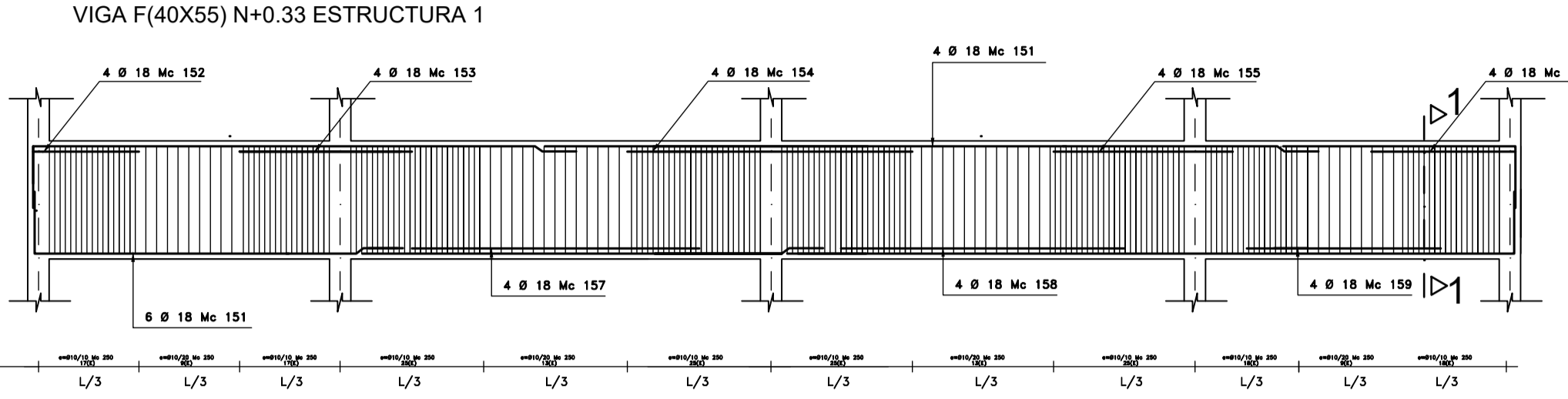
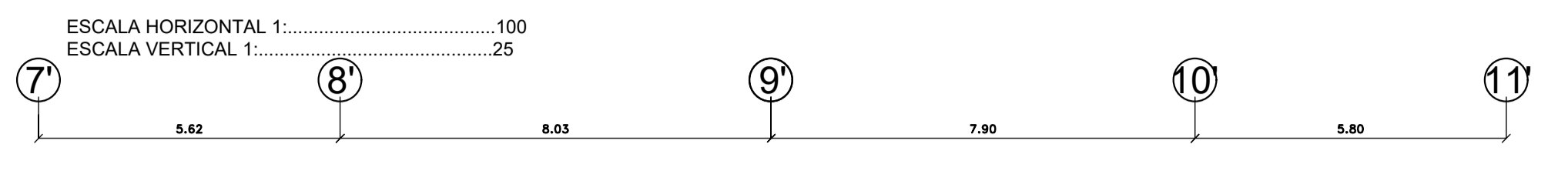
CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL: Registro Senecyt: 1010-2018-2003428 R.M.: 2852
 REPRESENTANTE LEGAL: SR.
 LAMINA: E6 E7

CONTIENE: CIMENTACION - CADENAS - CUADRO DE COLUMNAS - LOSAS - VIGAS - ESCALERAS - DETALLES VARIOS - PLANILLA DE ACEROS

ESCALA: INDICADAS
 FECHA: ENERO - 2019
 UBICACION DEL PROYECTO: AMBATO, AV. PEREZ DE ANDA

AREA DE CONSTRUCCION:
 CUADRO DE RESUMEN DE AREAS

DESCRIPCION	AREA	COD
CONCRETO	130.80	02.01
ACERO	130.80	02.02
TOTAL	261.60	

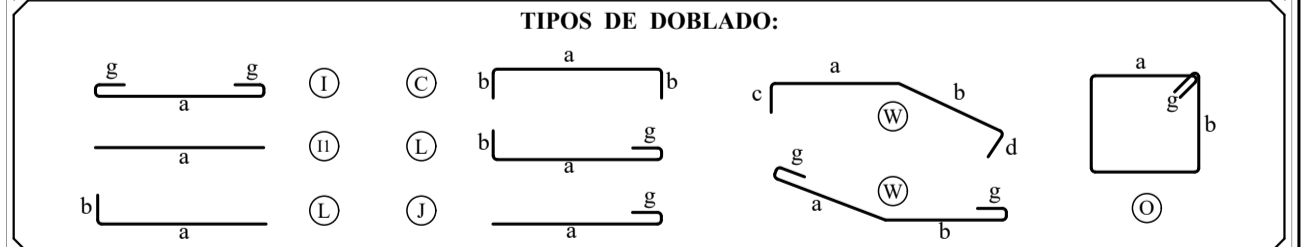


PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES							Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg.	Obsv.	
				a	b	c	d	e	f	g					
MARCAS 600															
101	L	12	6	3.09	0.17	-	-	-	-	-	-	3.26	19.56	17.4	-
102	W	12	3	3.79	3.69	0.17	-	-	-	-	-	7.65	22.95	20.4	-
103	W	12	3	0.17	2.80	4.07	1.30	-	-	-	-	8.34	25.02	22.2	-
104	V	12	3	0.17	2.88	7.30	1.30	-	-	-	-	11.65	34.95	31.0	-
105	C	14	2	0.17	2.50	-	-	-	-	-	-	5.17	10.34	12.5	-
101	W	14	2	0.17	2.97	0.34	0.17	-	-	-	-	3.65	7.3	8.8	-
107	C	14	2	1.78	0.17	-	-	-	-	-	-	2.12	4.24	5.1	-
108	C	14	2	2.23	0.17	-	-	-	-	-	-	2.57	5.14	6.2	-
109	L	12	6	3.30	0.17	-	-	-	-	-	-	3.47	20.62	18.5	-
110	L	12	3	2.65	0.17	-	-	-	-	-	-	2.82	8.46	7.5	-
111	C	14	4	1.64	0.17	-	-	-	-	-	-	1.98	7.92	9.6	-
112	W	14	4	0.17	0.73	1.21	0.17	-	-	-	-	2.28	9.12	11.0	-
113	W	12	3	0.17	4.05	2.44	2.50	1.64	-	-	-	10.80	32.4	28.8	-
114	W	12	3	0.17	3.95	2.56	2.60	2.22	-	-	-	11.50	34.5	30.6	-
115	C	14	4	1.63	0.17	-	-	-	-	-	-	1.97	7.88	9.5	-
114	L	12	3	0.17	2.65	-	-	-	-	-	-	2.82	8.46	7.5	-
117	W	12	3	0.17	1.28	2.44	2.50	1.67	-	-	-	8.06	24.18	21.5	-
118	W	12	3	0.17	1.18	2.56	2.60	0.17	-	-	-	6.68	20.04	17.8	-
119	W	14	2	0.17	1.15	0.70	0.17	-	-	-	-	2.19	4.38	5.3	-
120	W	14	4	0.17	1.61	0.87	0.17	-	-	-	-	2.82	11.28	13.6	-
121	W	12	3	3.81	2.35	2.35	0.75	0.17	-	-	-	9.43	28.29	25.1	-
122	W	12	6	2.77	2.24	2.24	0.85	0.17	-	-	-	8.27	24.81	22.0	-
123	W	14	2	0.17	1.73	1.47	0.17	-	-	-	-	3.54	7.08	8.6	-
124	C	14	4	2.50	0.17	-	-	-	-	-	-	2.84	11.36	13.7	-
125	L	12	3	5.65	0.17	-	-	-	-	-	-	5.82	17.46	15.5	-
121	L	12	3	0.17	6.67	-	-	-	-	-	-	6.84	20.52	18.2	-
127	C	14	6	1.80	0.17	-	-	-	-	-	-	2.14	12.84	15.5	-
128	W	12	3	0.17	1.24	2.35	2.35	0.75	0.17	-	-	7.03	21.09	18.7	-
129	W	12	3	0.17	1.34	2.24	2.24	0.85	0.17	-	-	7.01	21.03	18.7	-
130	W	14	2	0.17	1.33	1.47	0.17	-	-	-	-	3.14	6.28	7.6	-
131	C	14	2	2.26	0.17	-	-	-	-	-	-	2.60	5.2	6.3	-
132	L	12	3	4.49	0.17	-	-	-	-	-	-	4.66	13.98	12.4	-
133	V	12	3	0.17	4.72	2.15	2.15	1.33	-	-	-	10.52	31.56	28.0	-
134	W	12	3	0.17	4.82	2.07	2.80	-	-	-	-	9.86	29.58	26.3	-
135	W	14	2	0.17	0.73	0.85	0.17	-	-	-	-	1.92	3.84	4.6	-
131	W	14	2	0.17	1.18	0.70	0.17	-	-	-	-	2.22	4.44	5.4	-
137	W	12	3	0.17	4.05	2.45	2.50	2.87	0.17	-	-	12.21	36.63	32.5	-
138	W	12	3	0.17	3.95	2.55	2.61	2.77	0.17	-	-	12.22	36.66	32.6	-
139	C	14	2	1.00	0.17	-	-	-	-	-	-	1.34	2.68	3.2	-
140	C	14	6	1.55	0.17	-	-	-	-	-	-	1.89	11.34	13.7	-
141	C	14	4	1.50	0.17	-	-	-	-	-	-	1.84	7.36	8.9	-
142	C	14	4	1.60	0.17	-	-	-	-	-	-	1.94	7.76	9.4	-
143	O	10	41	0.26	0.16	-	-	-	-	0.07	-	0.98	40.18	24.8	-
144	C	14	2	1.83	0.37	-	-	-	-	-	-	2.57	5.14	6.2	-
145	C	14	2	1.88	0.37	-	-	-	-	-	-	2.62	5.24	6.3	-
141	C	12	6	5.39	0.37	-	-	-	-	-	-	6.13	36.78	32.7	-
147	O	10	375	0.26	0.21	-	-	-	-	0.07	-	1.08	405	249.9	-

RESUMEN DE MATERIALES

HORMIGONES	ACERO	REFUERZO	ESPECIFICACIONES VIGENTES EN:			
Elemento	H.S.	H.C.	D	KG	QQ	- Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015
Replanteo	0.60		8			- Código del ACI 318-14
Plintos	1.20	10	450.00	10.00		- Documentos del proyecto
Cadenas	1.50	4.80	12	826.70	19.00	MATERIALES
Columnas	2.16	14	280.64	7.00		- Acero de refuerzo fy = 4200 Kg/cm²
Losas	3.82	16				- Capacidad portante del suelo = 20 Ton/m²
Escaleras	2.52	18				- Resistencia Hormigon f'c=210 Kg/cm²
Vigas	2.97	20				
Muro		24				
Otros	1.00					RECUBRIMIENTOS MINIMOS
						- Cimentación 7.50 cm
						- Columnas y vigas 3.00 cm
						- Gradadas y losas 2.50 cm
SUMAN:			20.57	1557.34	36.00	



SELLOS MUNICIPALES:

ANEXO C
PLANOS ESTRUCTURALES
MODIFICADOS



PROYECTO:
ANÁLISIS DEL PROYECTO DE LA FAMILIA PALLO SARABIA

UBICACIÓN:
AV. PÉREZ DE ANDA ENTRE MARTÍNEZ Y MERA, PARRQUIA SAN FRANCISCO, AMBATO

ELABORADO POR:
José M. Chacabuco

APROBADO POR:
Ing. M. Sc. Moritz Urtecho

CONTIENE:
LOSAS COMPUESTAS - VIGAS - CUADRO DE COLUMNAS

OBSERVACIONES:

ESCALA:
INDICADAS

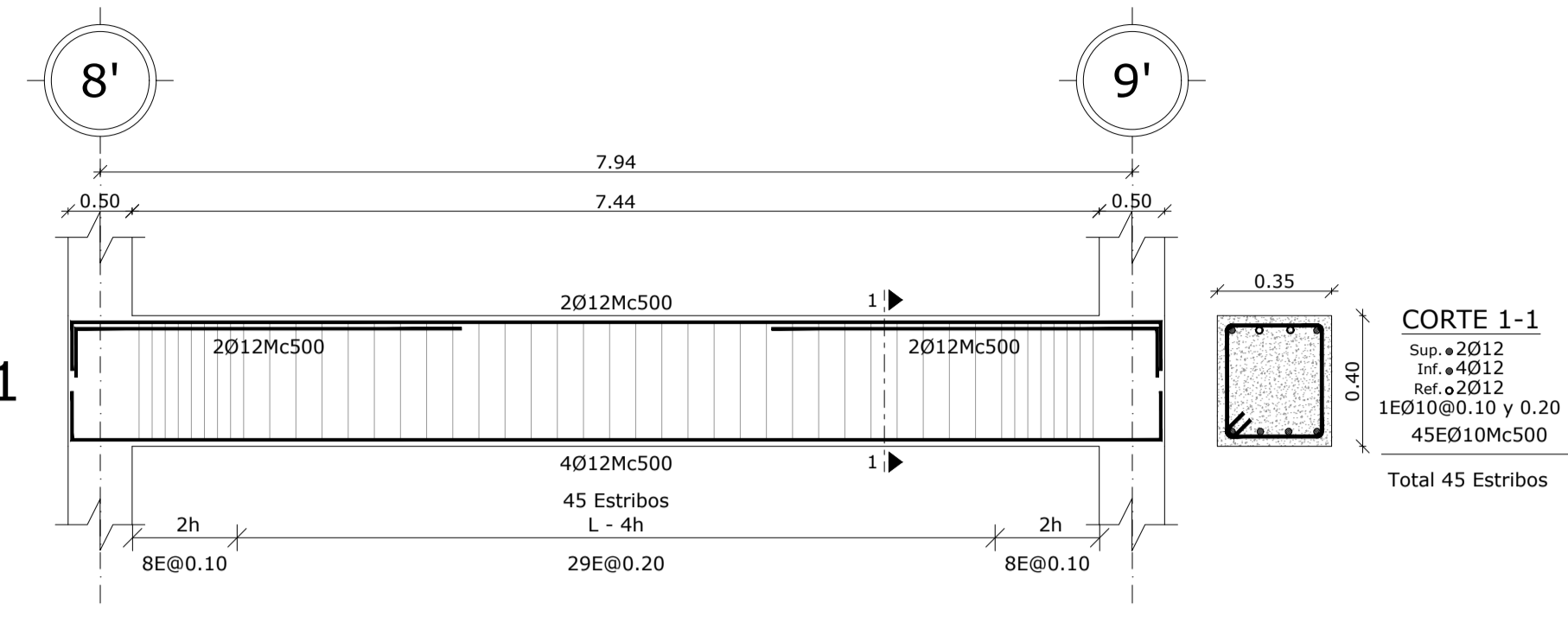
FECHA:
AGOSTO 2022

LÁMINA:
2/2

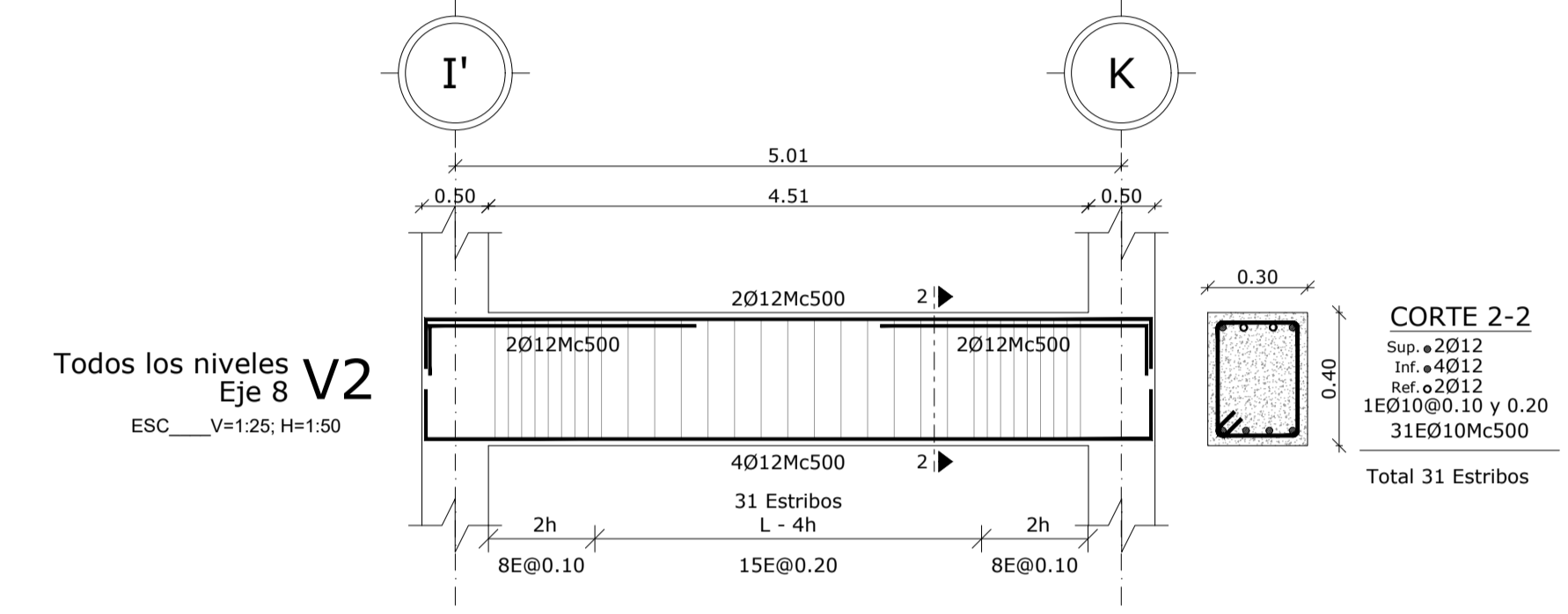
CUADRO DE RESUMEN DE ÁREAS

ZONIFICACION 001575	M2	COS %
SUB SUELO N. 3.27	1301.82	62.61
PLANTA BAJA N. 0.33	1280.26	72.75
PRIMERA PLANTA ALTA N. 3.93	1286.14	73.08
SEGUNDA PLANTA ALTA N. 7.53	1391.14	73.37
TERCERA PLANTA ALTA N. 11.13	1296.14	73.65
CUARTA PLANTA ALTA N. 14.73	743.31	42.24
TIPAS GIRADAS Y ASCENSORES	121.50	6.90
ÁREA TOTAL CONSTRUCCION	7120.31	404.60
ÁREA TOTAL DEL TERRENO	1759.82	100.00

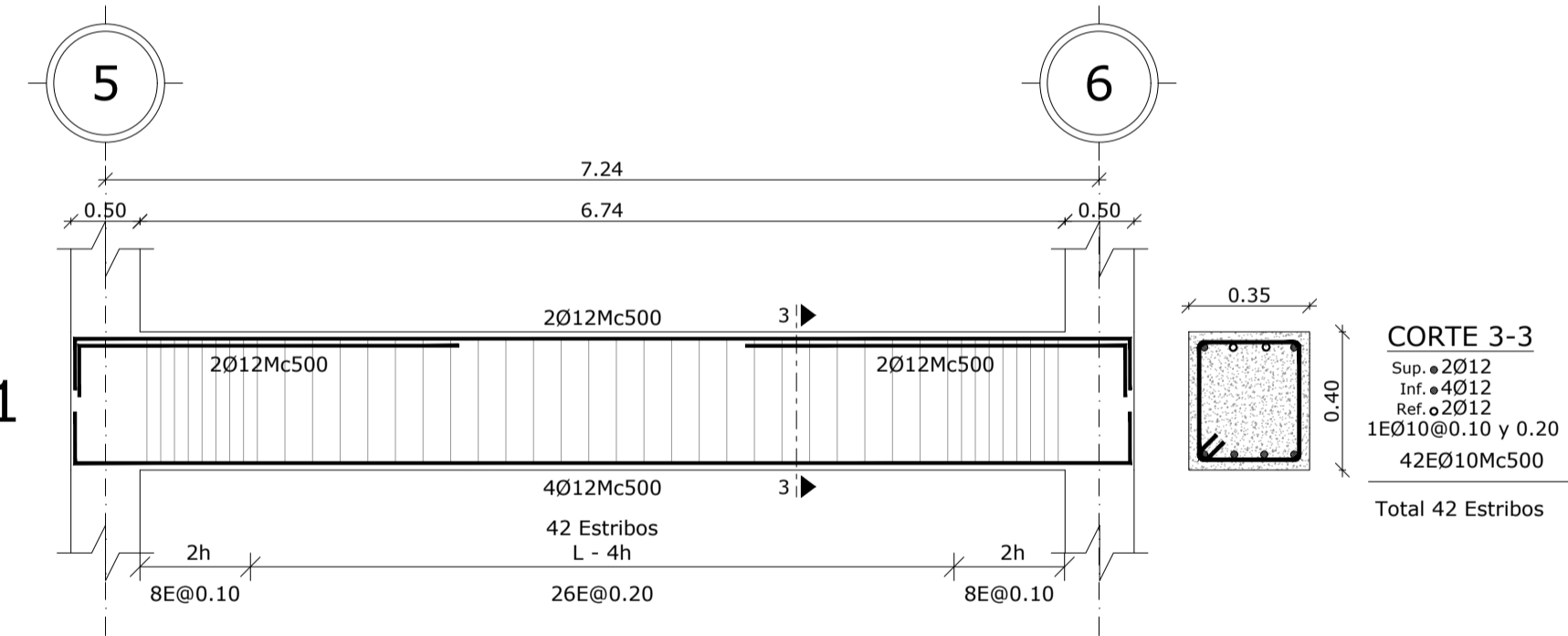
VIGA TIPO V1 BLOQUE 1A



VIGA TIPO V2 BLOQUE 1B



VIGA TIPO V1 BLOQUE 1C

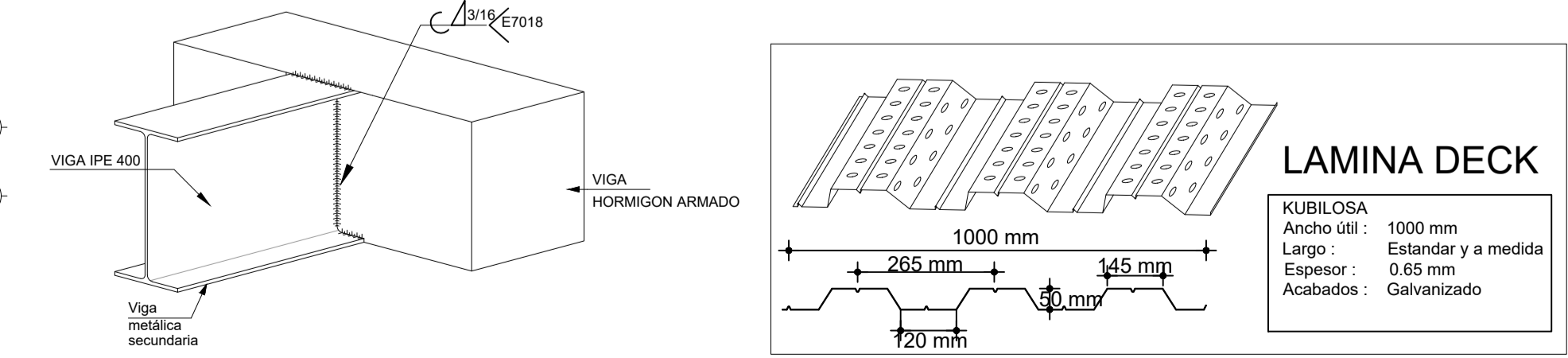
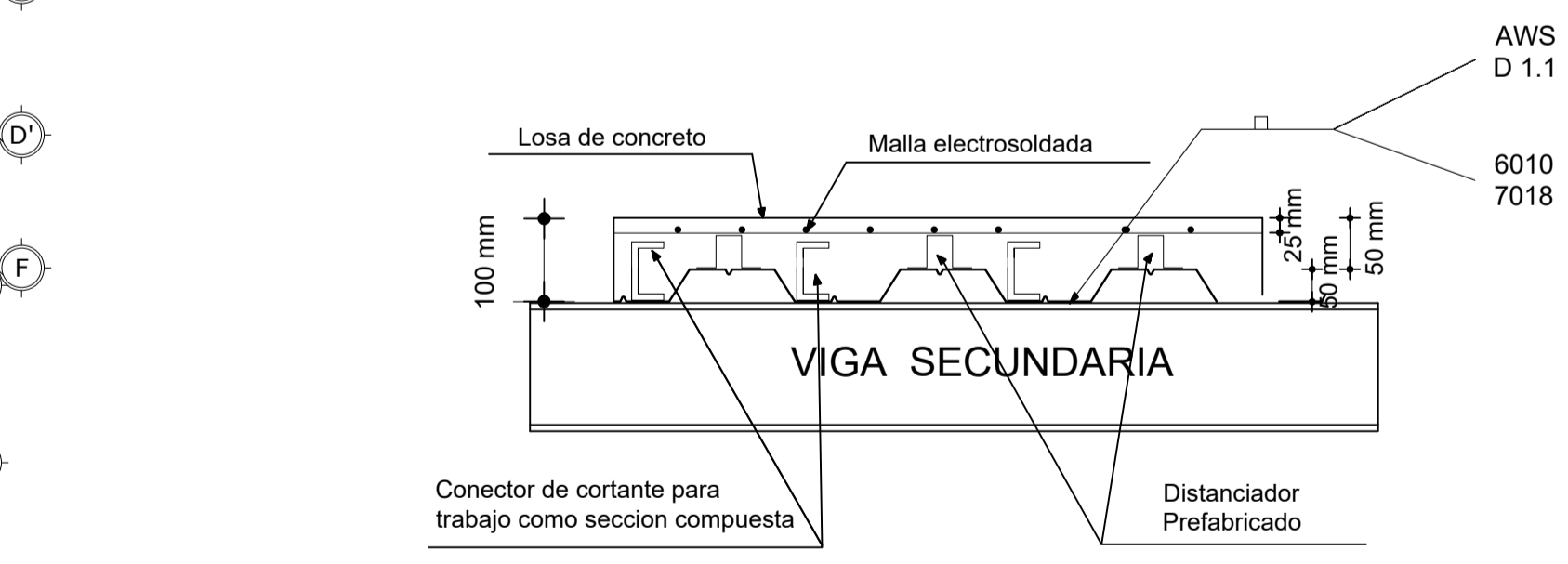
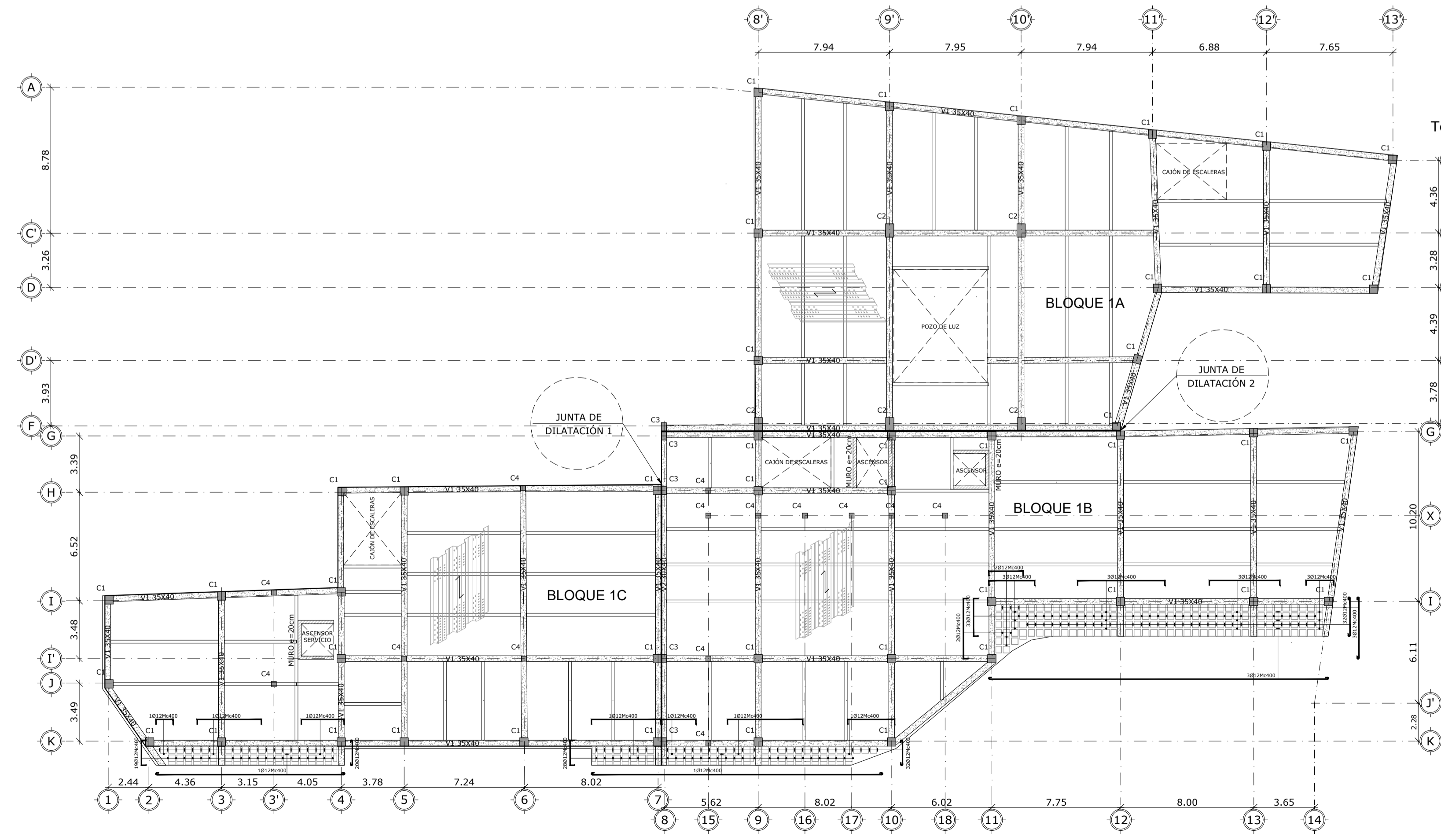


CUADRO DE COLUMNAS

ESCALA: 1:50

TIPO: **C4**

No.	UBICACIÓN	SECCIÓN
11	X15, X16, X17, X18, T15, H15, K15, H6, I6, I3, J3	A B 0,30 0,30



DETALLE UNIÓN DE VIGA IPE A VIGA H.A.

ANEXO D
ESTUDIO DE SUELOS

**INFORME EJECUTIVO DE ESTUDIO DE
SUELOS**

**PROYECTO
HOTEL DE LA FAMILIA
PALLO SARABIA**

**LOCALIZACIÓN
AV.PEREZ DE ANDA ENTRE CALLE MERA Y
MARTINE
AMBATO ECUADOR**

INFORME: 14-48-02

**FECHA
2014-04-25**



MEMORIA TECNICA

El presente estudio tiene como objetivo recomendar el tipo de cimentación apropiado para la estructura a construir, conforme a las características del subsuelo, recomendar los niveles de cimentación, evaluar la capacidad admisible de carga para el diseño de las cimentaciones y dar recomendaciones para la construcción.

1. UBICACIÓN DEL PROYECTO

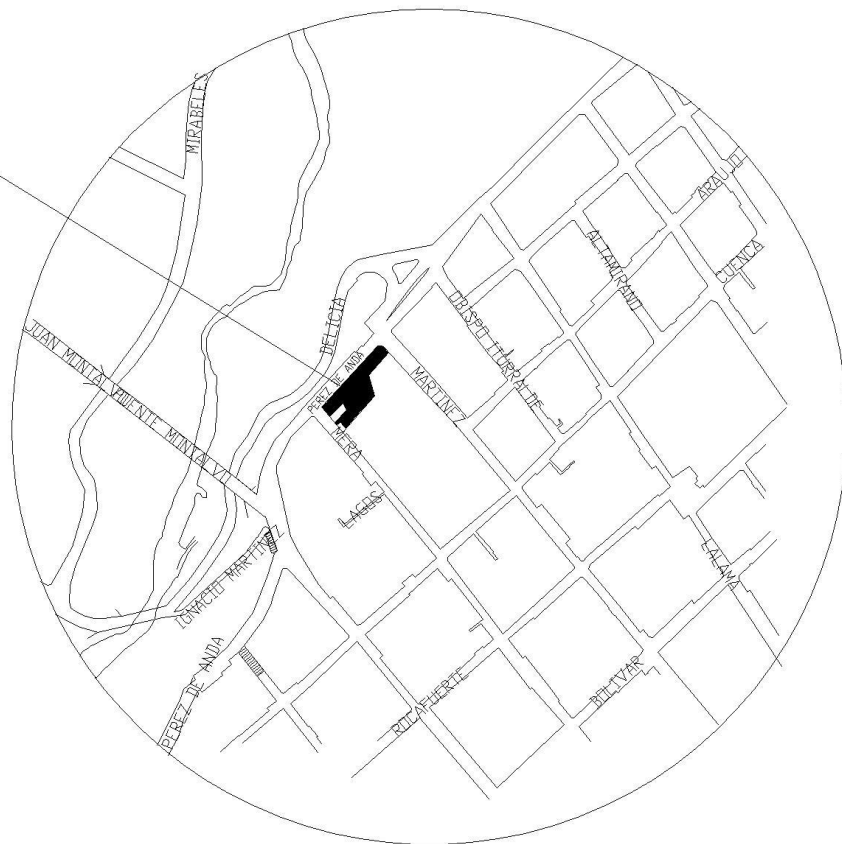
El día 19 de Abril del 2014, se realizó 4 Ensayos de Penetración Estándar “SPT”, para la investigación subsuelo y el consecuente diseño de la cimentación.

El proyecto está ubicado en la Provincia de Tungurahua, Ciudad de Ambato, Av. Pérez de Anda entre calle Martínez y Mera.

UBICACION

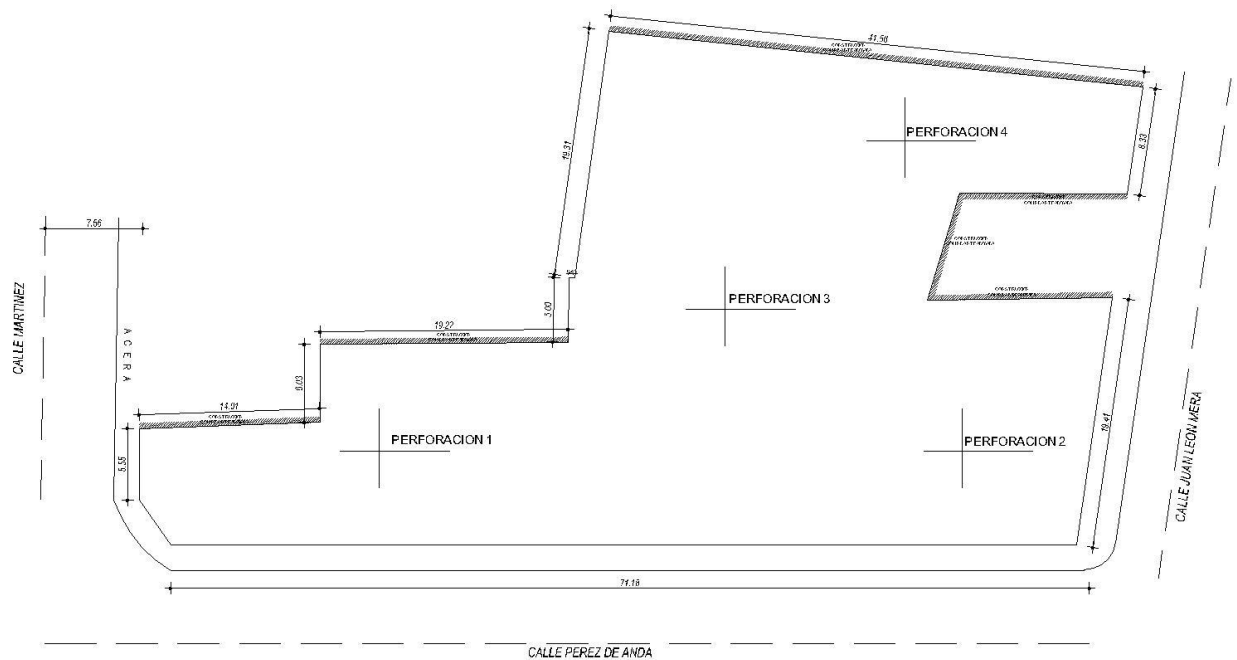
X:763922

Y:9863338



2. UBICACIÓN DE LAS PERFORACIONES

En el predio asignado se realizaron 4 perforaciones de tres metros cincuenta de profundidad, la ubicación de los sondeos en el terreno se encuentran en el siguiente plano de implantación:



3. DETERMINACIÓN DEL ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO

3.1 NUMERO DE GOLPES EN CAMPO.

- Los números registrados en campo se indican a continuación.

Profundidad (m)	Sondeo			
	1	2	3	4
1.00-1.50	8	20	24	41

1.50-2.00	11	28	48	80
2.00-2.50	31	20	48	R
2.50-3.00	45	36	61	R
3.00-3.50	60	58	70	R

4.1. NUMERO DE GOLPES CORREGIDOS N_{60}

$$N_{60} = \frac{ER_r}{60} \lambda \cdot N$$

$$ER_r = 55$$

λ =ver Tabla 1 del marco teórico.

- Los números de golpes de campo, son corregidos debido a la longitud de las varillas. Los datos son mostrados a continuación.

Profundidad (m)	λ	N60			
		Sondeo			
		1	2	3	4
1.00-1.50	0,75	5,50	13,75	16,50	28,19
1.50-2.00	0,75	7,56	19,25	33,00	55,00
2.00-2.50	0,75	21,31	13,75	33,00	34,38
2.50-3.00	0,75	30,94	24,75	41,94	34,38
3.00-3.50	0,75	41,25	39,88	48,13	34,38

4.2. CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO

- Aplicando las fórmulas de Meyerhof descritas, se determina la capacidad admisible:

PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN (m)	NUMERO DE GOLPES N_{prom}	ANCHO DEL CIMENTO B (m)								
		1,00	1,20	1,50	2,50	3,00	3,50	5,00	5,50	6,00
		<i>Capacidad admisible T/m²</i>								
1,00-1,50	15,98	15	14	19	15	14	13	12	12	12
1,50-2,00	28,70	29	27	37	28	26	25	22	22	22

2,00-2,50	25,61	29	27	35	26	24	23	21	20	20
2,50-3,00	33,00	40	37	48	35	33	31	27	27	26
3,00-3,50	40,91	54	49	64	46	42	39	35	34	33

-
- La capacidad admisible del suelo a partir del nivel -2.50m, es de 20T/m² ó 2.0kg/cm².

4. DESPLANTE Y TIPO DE CIMENTACIÓN

4.1. Desplante

- Se recomienda un desplante mínimo de 2,50m.

4.2. Tipo de cimentación

- El subsuelo presenta las siguientes características a partir del nivel-1,00m.
 - Capacidad admisible buena a excelente.
 - Contenido de humedad bajo.
 - El suelo está conformado por limos y arenas.
 - Suelo no plástico.
- Resulta factible asentar la cimentación directamente sobre el suelo, la estructura a construir debe tener las siguientes características en su fundación, para precautelar su integridad:
 - Cimentación con zapatas aisladas.
 - Capacidad admisible de 20,00T/m².

5. CONCLUSIONES

- Se considera al nivel actual (excavado) del terreno como el N±0,00.
- No se encontró el nivel freático.

- El subsuelo presenta las siguientes características a partir del nivel-1,00m.
 - Capacidad admisible buena a excelente.
 - Contenido de humedad bajo.
 - El suelo está conformado por limos y arenas.
 - Suelo no plástico.
- Características que debe tener la cimentación:

<i>TIPO DE CIMENTACIÓN</i>	<i>CAPACIDAD ADMISIBLE (T/m²)</i>	<i>DESPLANTE (cota m)</i>
Zapatas aisladas	20,00	-2,50

- Cualquier omisión él consultor no se hace responsable.

ATENTAMENTE:

ING. Luis Soria Paredes
R.M 326

Ambato, 25 Abril del 2014

ANEXO E
FOTOGRAFÍAS



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



Fotografía 1



Descripción: Ensayo esclerométrico en elementos estructurales.

Fotografía 2



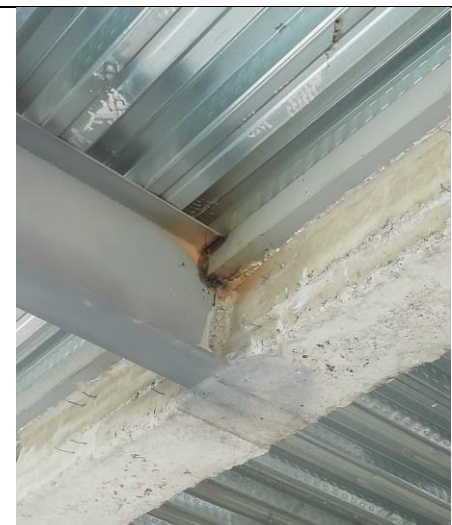
Descripción: Toma de dimensiones de elementos estructurales y su armado.

Fotografía 3







Descripción: Inspección visual de unión viga-columna de hormigón.

Fotografía 4



Descripción: Inspección visual de unión viga de hormigón con viga metálica.

Fotografía 5	Fotografía 6
	
<p>Descripción: Daños estructurales que afectan a la edificación.</p>	<p>Descripción: Columna tipo C3 30x50cm, ubicada en el nivel N-3.27.</p>
Fotografía 7	Fotografía 8
	
<p>Descripción: Junta de dilatación 1, ubicada en el nivel N-3.27.</p>	<p>Descripción: Junta de dilatación 2, ubicada en el nivel N-3.27.</p>