UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

“Análisis del desempeño sísmico del edificio de hormigón armado Hotel Dubai Ambato, provincia de Tungurahua”

Trabajo de titulación, modalidad trabajo experimental, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, otorgado por la Universidad Técnica de Ambato

Autor: Edison Ariel Chimborazo Sigcha

Tutor: Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg.

Ambato – Ecuador

Julio – 2025

APROBACIÓN DEL TUTOR

En mi calidad de tutor del trabajo experimental, previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, con el tema: **"ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO HOTEL DUBAI AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA"**, elaborado por el estudiante Edison Ariel Chimborazo Sigcha, portador de la cédula de ciudadanía número 1850332592, 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 autor.
- Ha sido revisado cada uno de sus capítulos componentes.
- Está concluido en su totalidad.

Ambato, julio 2025

.....

Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg.

C.C. 1802324481

TUTOR

AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Edison Ariel Chimborazo Sigcha, con C.C. 1850332592 declaro que todos los contenidos y actividades expuestos en el desarrollo del presente trabajo experimental con el tema: **"ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO HOTEL DUBAI AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA"**, así como también los análisis estadísticos, gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autor del trabajo experimental, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el mismo. En tal virtud, el contenido, efectos legales y académicos que se desprenden del mismo son de exclusiva responsabilidad del autor.

Ambato, julio 2025

.....

Edison Ariel Chimborazo Sigcha

C.C. 1850332592

AUTOR

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, julio 2025



.....

Edison Ariel Chimborazo Sigcha

C.C. 1850332592

AUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el informe del trabajo experimental, realizado por el estudiante Edison Ariel Chimborazo Sigcha, de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: **"ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO HOTEL DUBAI AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA"**.

Ambato, julio 2025

Para constancia firman:

.....	.....
Ing. Jorge Washington Cevallos Cabrera, Mg.	Ing. Carlos Patricio Navarro Peñaherrera, Mg.
C.C. 1801854017	C.C. 1802163038
MIEMBRO CALIFICADOR	**MIEMBRO CALIFICADOR**

DEDICATORIA

Dedico este trabajo, con profundo cariño y gratitud, a Dios, por haberme otorgado la fortaleza, la sabiduría y la serenidad necesarias para afrontar cada etapa de este proceso. Sin su guía, este logro no habría sido posible.

A mi familia, por su amor incondicional, por ser mi mayor ejemplo de esfuerzo, perseverancia y entrega. Gracias por creer en mí en todo momento y por brindarme su apoyo constante, incluso en los días más difíciles. Por su fe en mis capacidades y por animarme a seguir adelante cuando más lo necesitaba. Su confianza fue un impulso invaluable.

A mis amigos, por su compañía sincera, su comprensión y el aliento que supieron brindarme a lo largo de este camino académico. Sus palabras y su presencia fueron fundamentales para mantenerme firme.

Y, finalmente, a mí mismo, por no rendirme, por resistir cada desafío, por confiar en lo aprendido y por haber llegado hasta aquí con determinación, entrega y convicción. Este logro es testimonio del esfuerzo sembrado y del crecimiento alcanzado.

AGRADECIMIENTO

Con gran gratitud y humildad, quiero expresar mi agradecimiento a todas las personas e instituciones que hicieron posible la culminación de este trabajo académico.

En primer lugar, agradezco a Dios, por darme la vida, la salud y la fortaleza necesarias para superar cada desafío en este proceso. Su guía ha sido fundamental en cada paso de mi formación.

Agradezco profundamente a mi familia y amigos por su apoyo incondicional, sus palabras de aliento y su confianza en mí. Gracias por ser mi refugio, mi inspiración y mi motivación constante.

Extiendo también mi agradecimiento a los docentes de la carrera de Ingeniería Civil, quienes a lo largo de estos años compartieron no solo sus conocimientos, sino también su pasión por la profesión, dejando una huella significativa en mi formación académica y personal.

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDO

PORTADA i
APROBACIÓN DEL TUTOR ii
AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN iii
DERECHOS DE AUTOR iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO v
DEDICATORIA vi
AGRADECIMIENTO vii
ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDO viii
ÍNDICE DE FIGURAS xii
ÍNDICE DE TABLAS xvi
ÍNDICE DE ANEXOS xix
SIGLAS, ACRÓNIMOS Y ABREVIATURAS xx
RESUMEN EJECUTIVO xxiv
ABSTRACT xxv
CAPÍTULO I.- MARCO TEÓRICO 1
I. JUSTIFICACIÓN 1
II. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS 3
III. OBJETIVOS 6
A. OBJETIVO GENERAL 6
B. OBJETIVOS ESPECÍFICOS 6
CAPÍTULO II.- METODOLOGÍA 7
I. EQUIPOS Y MATERIALES 7
II. MÉTODOS 9
A. FASE 1: RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN Y EVALUACIÓN VISUAL DE LA EDIFICACIÓN 9

1) Edificación de estudio 9
2) Recolección de planos arquitectónicos y estructurales 10
3) Ensayo esclerométrico 12
4) Acero de refuerzo 14
5) Levantamiento estructural del edificio 15
6) Evaluación visual del edificio 15
B. FASE 2: DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA 23
1) Materiales 23
2) Cargas gravitacionales 24
3) Combinaciones de carga 24
4) Análisis estático y dinámico lineal 25
5) Chequeo de elementos 34
6) Análisis estático no lineal (Pushover) 41
C. FASE 3: PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL 48
1) Muros de corte 48
2) Encamisado metálico de columnas 53
CAPÍTULO III.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN 57
I. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS 57
A. FASE 1: RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN Y EVALUACIÓN VISUAL DE LA EDIFICACIÓN 57
1) Características de la edificación 57
2) Planos de la edificación 58
3) Estudio de suelos 59
4) Ensayo esclerométrico 61
5) Acero de refuerzo 64
6) Levantamiento estructural del edificio 64
7) Evaluación visual del edificio 68

B. FASE 2: DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA 74
1) Análisis estático y dinámico lineal 74
2) Secciones de elementos 75
3) Asignación de Cargas gravitacionales 80
4) Carga sísmica reactiva 83
5) Espectro elástico y reducido 83
6) Carga estática y dinámica 85
7) Combinaciones de carga 87
8) Periodo de vibración 88
9) Cortante basal 89
10) Deriva de piso 92
11) Índice de estabilidad 94
12) Participación modal de masa 95
13) Torsión en planta 97
14) Chequeo de elementos 98
15) Análisis estático no lineal (Pushover) 111
C. FASE 3: PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL 129
1) Muros de corte 129
2) Encamisado metálico de columnas 132
3) Revisión de Vigas 136
4) Análisis estático y dinámico lineal 138
5) Análisis estático no lineal (Pushover) 144
II. VERIFICACIÓN DE HIPÓTESIS 150
A. HIPÓTESIS 150
B. VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS 150
CAPÍTULO IV.-CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 151
I. CONCLUSIONES 151

II. RECOMENDACIONES 153

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 154

ANEXOS 158

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1. Edificio Hotel Dubai Ambato 9
Fig. 2. Ubicación del edificio 10
Fig. 3. Plano arquitectónico 10
Fig. 4. Plano estructural 10
Fig. 5. Ensayo esclerométrico en columna 12
Fig. 6. Curva de correlación 14
Fig. 7. Especificaciones técnicas estructurales 14
Fig. 8. Medición de columna 15
Fig. 9. Espectro elástico de aceleración con valores Ss y S1 16
Fig. 10. Espectro de respuesta elástico NEC-15 27
Fig. 11. Espectro de respuesta reducido. 29
Fig. 12. Diagrama de interacción de columna 39
Fig. 13. Objetivos de desempeño sísmico VISION 2000 43
Fig. 14. Curva de capacidad 43
Fig. 15. Rótulas plásticas 44
Fig. 16. Curva de capacidad bilineal 47
Fig. 17. Curva de capacidad con niveles de desempeño 48
Fig. 18. Muro de corte 49
Fig. 19. Encamisado metálico de columna 53
Fig. 20. Planta baja recepción (Nv.+0.00) 58
Fig. 21. Nivel 1 (Nv.+3.60) 58
Fig. 22. Armado de losa Nv.+3.60 59
Fig. 23. Mapa de microzonificación sísmica de Ambato 61
Fig. 24. Ensayo esclerométrico en viga y losa Nv.+3.60 62
Fig. 25. Curva de correlación 63
Fig. 26. Medición columna y verificación de armadura 65
Fig. 27. Propiedades del Hormigón 74
Fig. 28. Propiedades del Acero 75
Fig. 29. Columna 40x60 76
Fig. 30. Armadura columna 40x60 76
Fig. 31. Viga 30x60 77
Fig. 32. Armadura viga 30x60 77

Fig. 33. Losa 20 cm 78
Fig. 34. Grada 15 cm 78
Fig. 35. Vista en planta Nv.+3.60 79
Fig. 36. Vista en elevación Eje 3 79
Fig. 37. Vista 3D de la estructura 79
Fig. 38. Tipos de paredes 80
Fig. 39. Asignación de en tableros 81
Fig. 40. Asignación de carga sobre vigas 82
Fig. 41. Asignación de cargas vivas 82
Fig. 42. Carga sísmica reactiva 83
Fig. 43. Espectro elástico y reducido 84
Fig. 44. Definición de tipos de carga 85
Fig. 45. Factores Sismo X 86
Fig. 46. Factores Sismo Y 86
Fig. 47. Espectro reducido 86
Fig. 48. Carga Espectro X 87
Fig. 49. Carga Espectro Y 87
Fig. 50. Combinaciones de carga 88
Fig. 51. Cortantes por Sismo 89
Fig. 52. Cortantes por Espectro 90
Fig. 53. Ajuste del cortante basal dinámico 91
Fig. 54. Cortante dinámico ajustado 91
Fig. 55. Derivas por Sismo 92
Fig. 56. Derivas por Espectro 93
Fig. 57. Derivas inelásticas por piso 94
Fig. 58. Número de modos 96
Fig. 59. Torsión modo 1 y 2 97
Fig. 60. Momento crítico de viga 98
Fig. 61. Áreas de acero requeridas 101
Fig. 62. Carga axial critica 103
Fig. 63. Cuantías de acero Eje 1 105
Fig. 64. Cuantías de acero Eje 2 105
Fig. 65. Cuantías de acero Eje 3 105
Fig. 66. D/C Columnas Eje 1 106

Fig. 67. D/C Columnas Eje 2 106
Fig. 68. D/C Columnas Eje 3 107
Fig. 69. Diagrama de interacción sentido X 108
Fig. 70. Diagrama de interacción sentido Y 108
Fig. 71. Propiedades no lineales del hormigón 112
Fig. 72. Propiedades no lineales del acero 112
Fig. 73. Datos de columna 60x40 cm 113
Fig. 74. Datos de viga 30x60 cm 113
Fig. 75. CGNL Combinación 114
Fig. 76. CGNL Punto de control 114
Fig. 77. Fuerzas laterales 115
Fig. 78. Rótula plástica de viga 117
Fig. 79. Ubicación relativa de rótulas de viga 117
Fig. 80. Asignación de rótula de viga 117
Fig. 81. Rótulas asignadas en columnas y vigas 118
Fig. 82. Vista 3D rótulas asignadas 118
Fig. 83. Niveles de amenaza sísmica 119
Fig. 84. Carga PUSHOVER X 119
Fig. 85. Carga PUSHOVER Y 120
Fig. 86. Formación rótulas paso 3 120
Fig. 87. Formación rótulas paso 5 121
Fig. 88. Formación rótulas paso 8 121
Fig. 89. Formación rótulas paso 2 122
Fig. 90. Formación rótulas paso 4 122
Fig. 91. Formación rótulas paso 5 123
Fig. 92. Curva de capacidad 123
Fig. 93. Curva bilineal 124
Fig. 94. Desempeño sismo frecuente 125
Fig. 95. Desempeño sismo ocasional 125
Fig. 96. Desempeño sismo raro 125
Fig. 97. Desempeño sismo muy raro 126
Fig. 98. Desempeño sismo frecuente 127
Fig. 99. Desempeño sismo ocasional 127
Fig. 100. Desempeño sismo raro 128

Fig. 101. Desempeño sismo muy raro 128
Fig. 102. Muros de corte 130
Fig. 103. Ubicación de los muros de corte 130
Fig. 104. Sección de muro 132
Fig. 105. Áreas de acero requeridas 132
Fig. 106. Encamisado columna 40x60 cm con ángulos 133
Fig. 107. Diagrama de interacción columna reforzada sentido X 134
Fig. 108. D/C de columnas Eje 1 135
Fig. 109. D/C de columnas Eje 2 135
Fig. 110. D/C de columnas Eje 3 135
Fig. 111. Momento crítico de viga 136
Fig. 112. Acero requerido de viga analizada 137
Fig. 113. Espectro elástico y reducido 138
Fig. 114. Espectro reducido 139
Fig. 115. Cortantes por Sismo 141
Fig. 116. Cortantes por Espectro 141
Fig. 117. Derivas inelásticas 143
Fig. 118. Torsión modo 1 y 2 144
Fig. 119. Desempeño sismo frecuente 145
Fig. 120. Desempeño sismo ocasional 145
Fig. 121. Desempeño sismo raro 146
Fig. 122. Desempeño sismo muy raro 146
Fig. 123. Desempeño sismo frecuente 147
Fig. 124. Desempeño sismo ocasional 148
Fig. 125. Derivas sismo raro 148
Fig. 126. Desempeño sismo muy raro 148

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA I. EQUIPOS EMPLEADOS 7
TABLA II. CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO 11
TABLA III. REGÍON SIMICA A PARTIR DE LA RESPUESTA DE ACELERACIÓN ESPECTRAL. 17
TABLA IV. GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA FEMA P-154 18
TABLA V. GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA NEC-15 19
TABLA VI. FORMULARIO DE DETECCIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA EDIFICACIONES FEMA P-154 20
TABLA VII. EVALUACIÓN VISUAL DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES NEC-15 22
TABLA VIII. COEFICIENTE K 26
TABLA IX. NIVELES DE AMENAZA SISMICA 42
TABLA X. NIVELES DE DESEMPEÑO SÍMICO 42
TABLA XI. PARÁMETROS DE MODELADO Y CRITERIOS NUMÉRICOS DE ACEPTACIÓN PARA PROCEDIMIENTOS NO LINEALES: VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO 45
TABLA XII. PARÁMETROS DE MODELADO Y CRITERIOS NUMÉRICOS DE ACEPTACIÓN PARA PROCEDIMIENTOS NO LINEALES: COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO 45
TABLA XIII. NIVELES DEL EDIFICIO HOTEL DUBAI 57
TABLA XIV. RESULTADOS ENSAYO SPT 59
TABLA XV. CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO 60
TABLA XVI. ENSAYO ESCLEROMÉTRICO VIGA NV.+3.60 62
TABLA XVII. CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO 64
TABLA XVIII. PARÁMETROS EVALUADOS EN EL LEVANTAMIENTO 65
TABLA XIX. DIMENSIONES Y ARMADURA DE COLUMNAS 66
TABLA XX. DIMENSIONES Y ARMADURA DE VIGAS 67
TABLA XXI. DIMENSIONES Y ARMADURA DE LOSAS 68
TABLA XXII. GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA FEMA P-154 69
TABLA XXIII. FORMULARIO DE DETECCIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA EDIFICACIONES FEMA P-154 70
TABLA XXIV. GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA NEC-15 72

TABLA XXV. EVALUACIÓN VISUAL DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES NEC-15 73
TABLA XXVI. PESO DE TIPOS DE PAREDES 80
TABLA XXVII. CARGAS VIVAS DEL EDIFICIO 82
TABLA XXVIII. FACTORES DEL ESPECTRO 84
TABLA XXIX. FACTORES DE LA CARGA SISMICA 85
TABLA XXX. DATOS PARA EL CORTANTE BASAL ESTÁTICO 89
TABLA XXXI. CORTANTE BASAL ESTÁTICO Y DINÁMICO 90
TABLA XXXII. CORTANTE BASAL ESTÁTICO Y DINÁMICO AJUSTADO 92
TABLA XXXIII. DERIVAS ESTÁTICAS 93
TABLA XXXIV. DERIVAS DINÁMICAS 93
TABLA XXXV. ÍNDICE DE ESTABILIDAD SENTIDO X 95
TABLA XXXVI. ÍNDICE DE ESTABILIDAD SENTIDO Y 95
TABLA XXXVII. PARTICIPACIÓN DE MODAL DE MASA 96
TABLA XXXVIII. TORSIÓN DE LA ESTRUCTURA 97
TABLA XXXIX. REVISIÓN A FLEXIÓN DE VIGA 99
TABLA XL. REVISIÓN A CORTE DE VIGA 102
TABLA XLI. REVISIÓN A TORSIÓN DE VIGA 103
TABLA XLII. REVISIÓN A FLEXOCOMPRESIÓN DE COLUMNA 104
TABLA XLIII. REVISIÓN A CORTE 109
TABLA XLIV. REVISIÓN COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL 110
TABLA XLV. REVISIÓN CORTE DEL NUDO 111
TABLA XLVI. FUERZAS LATERALES FX y FY 114
TABLA XLVII. LONGITUD DE RÓTULAS PLÁSTICAS VIGAS 115
TABLA XLVIII. LONGITUD DE RÓTULAS PLÁSTICAS COLUMNAS 116
TABLA XLIX. RÓTULA PLÁSTICA DE VIGA 116
TABLA L. DESPLAZAMIENTOS EN X 124
TABLA LI. DESEMPEÑO SISMICO DEL EDIFICIO EN X 126
TABLA LII. DESPLAZAMIENTOS EN Y 127
TABLA LIII. DESEMPEÑO SISMICO DEL EDIFICIO EN Y 129
TABLA LIV. DESCRIPCIÓN DE LOS MUROS DE CORTE 130
TABLA LV. DISEÑO MURO DE CORTE 131
TABLA LVI. DISEÑO MURO DE CORTE 131
TABLA LVII. ENCAMISADO METÁLICO DE COLUMNA 133

TABLA LVIII. REVISIÓN A FLEXIÓN DE VIGA 136
TABLA LIX. FACTORES DEL ESPECTRO 138
TABLA LX. FACTORES DEL COEFICIENTE SÍSMICO 139
TABLA LXI. DATOS PARA EL CORTANTE BASAL ESTÁTICO 140
TABLA LXII. CORTANTE BASAL ESTÁTICO Y DINÁMICO AJUSTADO 142
TABLA LXIII. DERIVAS ESTÁTICAS 142
TABLA LXIV. DERIVAS DINÁMICAS 142
TABLA LXV. PARTICIPACIÓN DE MODAL DE MASA 143
TABLA LXVI. TORSIÓN DE LA ESTRUCTURA 144
TABLA LXVII. DESPLAZAMIENTOS EN X 145
TABLA LXVIII. DESEMPEÑO SISMICO DEL EDIFICIO EN X 146
TABLA LXIX. DESPLAZAMIENTOS EN Y 147
TABLA LXX. DESEMPEÑO SISMICO DEL EDIFICIO EN Y 149

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO 1: FOTOGRAFÍAS 158
ANEXO 2: TABLAS 158
ANEXO 3: ESTUDIO DE SUELOS 158
ANEXO 4: PLANOS ARQUITECTÓNICOS (LEVANTADO EN SITIO) 158
ANEXO 5: PLANOS ESTRUCTURALES ORIGINALES 158
ANEXO 6: PLANOS PROPUESTA DE REFORZAMIENTO 158
ANEXO 7: OFICIOS Y SOLICITUDES 158

SIGLAS, ACRÓNIMOS Y ABREVIATURAS

As_{min}	Área de acero mínima
As_{max}	Área de acero máxima
Av_{min}	Área de acero mínima a corte
A_s	Área de acero longitudinal
A_g	Área bruta de la sección
A_{sh}	Área de acero mínima a corte
A_{ch}	Área confinada
α	Coeficiente
a	Altura del bloque de compresión equivalente
b	Base del elemento
b_c	Ancho confinado
$b1$	Ancho cabezal
$\beta 1$	Factor que depende de la resistencia del hormigón
d	Peralte del elemento
d_b	Diámetro del acero
E	Módulo de elasticidad
Δ_M	Deriva máxima inelástica
Δ_E	Deriva máxima elástica
Δ_i	Deriva del piso i
f_c	Factor de corrección
$f'c$	Resistencia a compresión del hormigón
fy	Esfuerzo de fluencia
fy_t	Esfuerzo de fluencia del acero transversal
λ	Relación ancho-espesor
fu	Resistencia ultima a tracción
F_c	Fuerza de compresión
F_T	Fuerza de tensión

F_a	Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto
F_d	Coeficiente de amplificación de suelo
F_s	Coeficiente de amplificación de suelo para comportamiento no lineal
$\emptyset_P, \emptyset_E$	Coeficientes de configuración en planta y elevación
$\emptyset\ M_r$	Momento resistente
$\emptyset\ V_r$	Cortante resistente del elemento
$\emptyset\ V_n$	Resistencia de diseño del nudo a corte
$\emptyset\ T_{th}$	Resistencia de diseño a torsión
CM_P	Cargas muertas del peso propio
CM_A	Carga muerta adicional
CV	Carga viva
CU	Carga última
C_t	Coeficientes que dependen del tipo de edificio
C	Coeficiente sísmico
$cuant$	Cuantía de la platina
h_n	Altura de la edificación de n pisos
h_i	Altura del piso i
I	Coeficiente de importancia de la edificación
L_p	Longitud de rótula plástica
L	Longitud libre del elemento
Lw	Longitud muro
MA	Modificador de altura de la edificación
MI	Modificador de irregularidades
MC	Modificador de código de la construcción
MS	Modificador de suelo
M_u	Momento último o de diseño
$\sum Mn\ col$	Sumatoria de momentos nominales de columnas
$\sum Mn\ viga$	Sumatoria de momentos nominales de vigas

$\max(U_x; U_y)$	Desplazamiento máximo en la dirección x o y
n	Número de lecturas del número de rebote
η	Razón entre la aceleración espectral Sa y el PGA
Pu	Carga axial última
PB	Puntaje básico
P_i	Suma de la carga vertical total sin mayorar
ρ	Cuantía de acero
ρ_{min}	Cuantía mínima de acero
ρ_{max}	Cuantía máxima de acero
ρ_b	Cuantía balanceada de acero
Q	Número de rebote
$\bar{Q}$	Promedio del número de rebote
$\sum Q$	Sumatoria de números de rebote
Q_i	Índice de estabilidad del piso i
r_x	Radio de giro en x
r	Factor que depende de la ubicación geográfica
R	Factor de reducción de resistencia sísmica.
R_z	Giro en el eje z
s	Separación de acero a corte
T_u	Resistencia última a torsión o solicitante
$\%Torsión$	Porcentaje de torsión
t	Espesor cabezal
S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones
$SL1$	Puntaje final nivel 1
$Smin$	Valor mínimo proporcionado por e formulario
S	Puntaje final
S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño

T	Periodo de vibración
T_o	Período límite de vibración en el espectro sísmico
T_c	Período límite de vibración en el espectro sísmico
V	Cortante basal total de diseño
V_i	Cortante sísmico del piso i
V_c	Resistencia a corte del hormigón (se considera nulo)
V_s	Resistencia a corte del acero
V_u	Cortante último o solicitante
$V_{dinámico}$	Cortante basal del análisis dinámico
$V_{estático}$	Cortante basal del análisis estático
V_j	Resistencia a corte de la columna
W	Carga sísmica reactiva

RESUMEN EJECUTIVO

El presente trabajo tuvo como finalidad evaluar el desempeño sísmico del edificio de hormigón armado Hotel Dubai Ambato, ubicado en el sector Catiglata, considerando la normativa ecuatoriana vigente NEC-15. Se empleo una metodología cualitativa y cuantitativa para el diagnóstico integral de la estructura existente y determinación de su desempeño sísmico.

El análisis de la estructura mediante procedimientos lineales determinó que la edificación presentaba vulnerabilidad sísmica media, asociada principalmente a irregularidades estructurales y deficiencias en elementos clave. Se identificaron derivas laterales máximas de 3.65 % y 3.44 % del análisis estático y dinámico superiores a los límites establecidos y elementos que no cumplían con las demandas sísmicas, comprometiendo la seguridad estructural ante sismos severos.

Asimismo, se verificó mediante análisis estático no lineal (Pushover) que el edificio en su estado original no alcanza los objetivos de desempeño sísmico establecidos, ubicándose en niveles críticos para ciertos escenarios sísmicos, alcanzando el nivel de colapso ante un sismo de diseño raro, con desplazamientos máximos de hasta 27 cm y formación de rótulas plásticas en los dos primeros niveles.

Como solución, se propuso un reforzamiento estructural que incluyó la incorporación de muros de corte de 25 cm de espesor y encamisado metálico de columnas con ángulos y platinas de acero. Tras la intervención las derivas disminuyeron a un máximo de 1.81 %, ubicándose dentro de los límites normativos, además con estas intervenciones los elementos cumplen los parámetros de seguridad. Con esto la estructura mostró desplazamientos máximos reducidos y mayor capacidad para resistir fuerzas sísmicas, evidenciando un aumento en la rigidez y capacidad estructural, cumpliendo los objetivos de desempeño sísmico para todos los niveles de amenaza sísmica establecidos.

PALABRAS CLAVE: EVALUACIÓN VISUAL, ANÁLISIS LINEAL, PUSHOVER, DESEMPEÑO SÍSMICO, REFORZAMIENTO.

ABSTRACT

The purpose of this study was to evaluate the seismic performance of the reinforced concrete Hotel Dubai Ambato, located in the Catiglata sector, considering current Ecuadorian regulations. A qualitative and quantitative methodology was used for a comprehensive diagnosis of the existing structure and determination of its seismic performance.

The structural analysis using critical linear procedures revealed that the building presented medium seismic vulnerability, primarily associated with structural irregularities and deficiencies in key elements. Maximum lateral drifts of 3.65% and 3.44% were identified in the static and dynamic analysis, exceeding the established limits, and elements that did not meet the load demands, compromising structural safety in severe earthquakes. Furthermore, a non-static line analysis (Pushover) verified that the building, in its original state, did not meet the established performance objectives. It was located at critical levels for certain seismic scenarios, reaching the level of collapse in a rare design earthquake, with maximum displacements of up to 27 cm and the formation of plastic hinges on the first three levels.

As a solution, a structural reinforcement was proposed, including the incorporation of 25 cm thick shear walls and metal casing of columns with steel angles and plates. After the intervention, the drifts decreased to a maximum of 1.81%, falling within regulatory limits. These interventions also ensured the elements met safety parameters. This resulted in the structure showing reduced maximum displacements and a greater capacity to withstand seismic forces, demonstrating increased structural rigidity and capacity, meeting seismic performance objectives for all established seismic hazard levels.

KEYWORDS: VISUAL ASSESSMENT, LINEAR ANALYSIS, PUSHOVER, SEISMIC PERFORMANCE, REINFORCEMENT.

CAPÍTULO I.- MARCO TEÓRICO

I. JUSTIFICACIÓN

Ecuador, por su ubicación geográfica en el Cinturón de fuego del Pacífico, enfrenta una alta vulnerabilidad sísmica debido a la presencia de fallas geológicas activas en el territorio, esta franja tiene 40 000 km de longitud y posee numerosos volcanes activos que liberan grandes cantidades de energía sísmica debido a su interacción con varias placas tectónicas [1]. Una parte del país se encuentra ubicada sobre el Bloque Andino, una microplaca que forma parte de la placa Sudamericana, la cual interactúa con las placas de Nazca, Cocos y Caribe. Esta dinámica entre placas tectónicas, junto con la subducción en las costas, originan un sistema de fallas que genera movimientos sísmicos significativos [2].

A largo de los últimos 460 años en el país se han presentado terremotos de gran magnitud de los cuales se puede destacar, el terremoto de Ambato del 5 de agosto de 1949, este evento tuvo una magnitud de 6.5 en la escala de Richter con un hipocentro de profundidad de 15 km, siendo uno de los más destructivos por su afectación en las edificaciones y muerte de 5050 personas [3]. Otro evento se presentó el 16 de abril de 2016 en la ciudad de Pedernales, el terremoto de magnitud 7.8 en la escala de Richter con profundidad de 20 km provocó la muerte de 656 personas y causo graves daños en estructuras con bajo nivel de resistencia sísmica o bien a las estructuras flexibles, este terremoto se convirtió en uno de los más devastadores que afectaron el país [4]. Este panorama muestra la creciente actividad sísmica en el país y la importancia de estudiarla y monitorearla en conjunto con acciones preventivas y correctivas en el tema estructural.

Este contexto geográfico implica que las estructuras de hormigón armado, predominantes en la construcción local, se vean expuestas a riesgos significativos durante un evento sísmico, debido a que varias de las estructuras fueron edificadas con códigos de construcción anteriores como es el caso de la estructura analizada Hotel Dubai Ambato, construido en el año 2012 y diseñado con el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC-2000) y por lo tanto no considera algunos parámetros sismorresistentes que establece el código sísmico actual Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), lo que aumenta la vulnerabilidad sísmica de la estructura. De esta manera muchas de las edificaciones construidas con normativas anteriores requieren adaptaciones, reforzamientos estructurales u otras intervenciones para alinearse con los estándares de seguridad sísmica, reduciendo así el riesgo para sus ocupantes [5].

Además, las estructuras de hormigón armado pueden sufrir deterioros o modificaciones en su sistema resistente a lo largo de los años y se puede debilitar la capacidad de la edificación para resistir las fuerzas sísmicas. Este deterioro también puede agravarse debido a la mala calidad de los materiales, las malas prácticas constructivas o el incumplimiento de la normativa en el aspecto estructural, lo que afecta su integridad y resistencia. Por lo tanto, la evaluación precisa del estado actual de la estructura se vuelve fundamental para determinar la capacidad resistente real de la estructura y en caso de un evento sísmico prever posibles daños severos o incluso colapsos [6].

Otro aspecto crítico es el impacto de las expansiones o remodelaciones realizadas a lo largo del tiempo en estas edificaciones. Las modificaciones pueden influir negativamente en el comportamiento sísmico, alterando la distribución de masa, modificando la dinámica de vibración y la respuesta de la estructura frente a fuerzas sísmicas. Incluso, estas intervenciones pueden afectar la continuidad estructural, generando puntos débiles que aumentan la vulnerabilidad ante un terremoto [7].

Por lo tanto, el análisis del desempeño sísmico del edificio de hormigón armado Hotel Dubai Ambato es de vital importancia para garantizar la seguridad de los ocupantes y la estabilidad de la estructura, ya que con estudios detallados se podrá identificar su estado actual, posibles debilidades y verificación del cumplimiento de la construcción con los estándares sísmicos actuales, minimizando riesgos y promoviendo prácticas constructivas que garanticen una edificación más segura. Además, determinar el estado actual de la estructura servirá de base para una mejor planificación de refuerzos y reparaciones a realizarse de necesitarla, optimizando la inversión en infraestructura y protegiendo la vida humana frente a futuras eventualidades sísmicas.

II. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

El estudio del desempeño sísmico de edificios de hormigón armado ante fuerzas sísmicas representa uno de los campos de investigación más relevantes en el ámbito estructural actual, debido a los constantes movimientos sísmicos en diferentes partes del mundo. El estudio en este campo resulta crucial para entender cómo las estructuras responden a estos movimientos y para identificar las áreas a mejorar en los diseños sísmicos. En este contexto algunas investigaciones relevantes y relacionadas al presente trabajo experimental se presentan a continuación:

Aljaafreh et al. [8] evaluaron el comportamiento sísmico de estructuras de hormigón armado existentes en Jordania construidas en su momento con concreto de baja calidad, demostrando reducciones del 10 % al 50 % en la resistencia a compresión y generando aumentos significativos en derivas, desplazamientos y momentos de volcamiento, especialmente en los pisos inferiores. Estos hallazgos subrayan la importancia de conocer el estado actual del material en estructuras existentes. En este contexto, Rajabi et al. [9] validaron el uso del martillo de Schmidt o esclerómetro como método no destructivo confiable para estimar la resistencia a compresión del hormigón, evaluando 216 especímenes de hormigón de dos etapas y 108 de hormigón convencional estableciendo relaciones empíricas entre el número de rebote y dicha resistencia, con valores promedio entre 17.0 y 17.9 MPa. La integración de estos enfoques respalda la necesidad de verificar la resistencia a compresión de elementos y la aplicación de este ensayo como herramienta útil para diagnosticar deficiencias que afectan el desempeño sísmico de las edificaciones.

De manera similar, para diagnosticar el estado estructural de edificaciones, Umair et al. [10] aplicaron la metodología FEMA P-154 para evaluar 210 edificaciones de la ciudad de Mingora en Pakistán mediante una inspección visual rápida. Los resultados evidenciaron que la mayoría de edificios presentaban daños severos o riesgo de colapso, con puntuaciones estructurales por debajo del umbral de seguridad (2.5). Se identificaron irregularidades comunes como columnas cortas, pisos blandos y formas en planta irregulares en más del 90% de las estructuras, factores que aumentan significativamente su vulnerabilidad sísmica y por lo tanto requieren de urgencia reforzamientos estructurales.

La respuesta sísmica de edificios en contextos de alto riesgo se ha evaluado mediante análisis no lineales detallados, Huanjun et al. [11] en respuesta a los catastróficos terremotos ocurridos en China a lo largo de los últimos años, analizaron 45 estructuras de hormigón armado de 10 pisos para verificar la fiabilidad de las estructuras diseñadas según el código sísmico vigente,

aplicando análisis de tiempo-historia no lineal y generando curvas de fragilidad para cuatro niveles de desempeño, completamente operativo, operativo, reparable y prevención de colapso. Se demostró que estos edificios cumplen con los objetivos de desempeño estructural con buena confiabilidad del código sísmico. Otro caso en Dubái, donde Mahmoud et al. [12] evaluaron un edificio de concreto de gran altura utilizando análisis dinámicos lineales y no lineales basados en registros del terremoto de Niigata. Los resultados mostraron que los sismos con múltiples picos generan derivas de piso significativamente mayores que las permitidas por la norma ASCE 7-16, alcanzando valores de daño moderado (índice 0.37) en comparación con daño leve (0.18) para terremotos de pico único, evidenciando mayor demanda sísmica excediendo hasta en un 51% los valores normativos, evidenciando que algunos de los códigos actuales subestiman el riesgo de falla estructural ante secuencias sísmicas múltiples.

En la misma línea, Medina y Galarza [13] emplearon tres métodos de análisis no lineal, Pushover (NSP), Pushover multimodal (MPA) e Historia de respuesta no lineal (NLRHA) en una estructura irregular de concreto armado de 10 pisos, identificaron que el análisis Pushover en comparación con el MPA y NLRHA, subestima las demandas sísmicas cuando el periodo fundamental supera 1 segundo, debido a que no considera adecuadamente los modos superiores. En ese contexto, Worku y Hsiao [14] desarrollaron el método denominado Análisis Pushover basado en el primer modo modificado (MFPA), una variante mejorada basada en el primer modo, pero modificada empíricamente mediante factores para capturar parcialmente los efectos de modos superiores. Al aplicarlo a edificios de hasta 20 pisos, el MFPA logró reducir los errores respecto al NLRHA a menos del 10%, destacando por su simplicidad y mayor precisión frente a otros enfoques.

De manera similar Curo et al. [15] analizaron el comportamiento sísmico de un edificio de sala multiusos de 3 niveles en Perú mediante análisis estático lineal, modal espectral y no lineal tipo Pushover, apoyados en ensayos como extracción de núcleos, escaneo de acero y estudio de suelos, identificaron derivas máximas de 0.00545 m y 0.007219 m en la dirección X e Y, cumpliendo con el límite normativo en la dirección X, pero excediéndolo en la Y. La edificación presentaba irregularidades tanto en planta como en elevación, el edificio alcanzó un desempeño de Seguridad de vida en la dirección X, mientras que en la dirección Y el nivel fue Cerca al colapso. Debido a esto, se propuso reforzar la estructura en dicha dirección mediante técnicas como el encamisado de columnas y el uso de concreto con mayor resistencia. Estos estudios refuerzan la importancia de aplicar metodologías no lineales para evaluar el comportamiento de edificios en un rango no lineal, así como el desempeño sísmico y la implementación de

técnicas de reforzamiento, aspecto directamente vinculado con el objetivo del presente trabajo experimental.

Por otro lado, Cunalata y Caiza [16] investigaron la vulnerabilidad sísmica de edificaciones en Ecuador, centrándose en el proyecto SARA en Quito y empleando metodologías como FEMA P-154, NEC-15 y FUNVISIS, se identificaron cinco tipologías estructurales y los resultados según FEMA, el 52% de las edificaciones necesita una evaluación más detallada, mientras que FUNVISIS clasificó el 34% de las estructuras con vulnerabilidad muy elevada, el 28% elevada y el 34% con vulnerabilidad media-alta. De esta aplicación se concluyó que gran parte de las edificaciones analizadas requiere una evaluación más detallada y la implementación de planes de reforzamiento estructural. Además, se resalta que el uso combinado de al menos tres metodologías permite obtener diagnósticos más precisos. De aquí se destaca la necesidad de incorporar evaluaciones visuales adicionales, aspecto a considerar en futuras investigaciones y que por el alcance de los objetivos se limita a 2 en el presente trabajo.

En un contexto local López et al. [17] evaluaron el comportamiento sísmico del Hospital Veterinario de la UTA, por un lado, se aplicó una metodología cualitativa con una inspección visual rápida aplicando la FEMA P-154 y la NEC 2015, realizaron ensayos para evaluar la resistencia del hormigón mediante esclerómetro, obteniendo un valor de 210 kg/cm², la clasificación de suelo fue determinado como tipo D mediante el ensayo de SPT, y por otro lado se empleó una metodología cuantitativa llevando a cabo un análisis modal espectral con un software de cálculo estructural, determinando el periodo fundamental de la estructura de 0.38 segundos con torsiones en los primeros modos de vibración dentro de límites aceptables, a nivel de los elementos en algunas vigas y columnas se detectó la insuficiencia de acero, por lo que es necesario un reforzamiento. El análisis Pushover mostró un desempeño óptimo en condiciones sísmicas alcanzando niveles de Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida según la amenaza sísmica, y se sugirió reforzar con encamisado metálico para mejorar la capacidad estructural, lo que aumentaría significativamente la capacidad estructural sin alterar el comportamiento global de la edificación.

Los antecedentes revisados destacan la importancia de aplicar metodologías combinadas, tanto cualitativas como cuantitativas, para diagnosticar el estado estructural de edificaciones y proponer medidas de refuerzo eficaces. Los hallazgos obtenidos en diversas investigaciones respaldan el enfoque del presente estudio, centrado en el análisis del desempeño sísmico del edificio Hotel Dubai Ambato, con el objetivo de identificar sus principales deficiencias y plantear soluciones que mejoren su respuesta estructural ante sismos.

III. OBJETIVOS

A. OBJETIVO GENERAL

Analizar el desempeño sísmico del edificio de hormigón armado Hotel Dubai Ambato, provincia de Tungurahua para la determinación de la vulnerabilidad sísmica.

B. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

1) Evaluar el estado actual del edificio mediante ensayos de campo (SPT y Ensayo esclerométrico), levantamiento estructural y evaluación visual (FEMA P-154 Y NEC-2015).
2) Determinar el nivel de desempeño sísmico de la estructura actual mediante análisis estático no lineal (Pushover).
3) Proponer el reforzamiento de la estructura para el mejoramiento del desempeño sísmico en el caso que sea necesario.

CAPÍTULO II.- METODOLOGÍA

El presente trabajo experimental analiza el desempeño sísmico del edificio Hotel Dubai Ambato para determinar su vulnerabilidad en caso de un evento sísmico, mediante la aplicación de una metodología mixta (cualitativa y cuantitativa), de esta manera el estudio se divide en 3 fases, cada una relacionada con los objetivos planteados, la fase 1 contempla la recopilación de información de la estructura y la aplicación de evaluaciones visuales rápidas, con el fin de obtener datos exactos de su condición actual y averiguar el grado de vulnerabilidad sísmica de la edificación, en la fase 2 se aplicó análisis lineal estático y dinámico para verificar que la estructura cumpla con los parámetros sismorresistentes y posteriormente se generó la curva de capacidad determinando el nivel de desempeño sísmico de la estructura mediante análisis estático no lineal (Pushover) y en la fase 3 en base a los resultados de los análisis previos se formuló una propuesta de reforzamiento para la edificación.

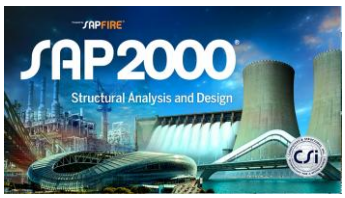
I. EQUIPOS Y MATERIALES

Para garantizar la correcta ejecución de las actividades planificadas, se emplearon materiales y equipos específicos, los mismos que se describen en la TABLA I a continuación.

TABLA I

EQUIPOS EMPLEADOS

Equipo utilizado	Descripción
Flexómetro 	Marca: INGCO Dimensiones: 5 m de longitud y 19 mm de ancho Material de la cinta: Acero de alta calidad
Medidor láser de distancia 	Marca: BOSCH Dimensión: 106 x 45 x 24 mm Pantalla: Digital Rango de medición: 0.05-50 m Precisión: ± 1.5 mm Sensor de inclinación: 360° Suministro de energía: 2 pilas AAA

Esclerómetro 	Marca: Proceq Modelo: Tipo N Pantalla: Digital Energía de impacto: 2.207 Nm Rango de resistencia: 10 a 100 MPa Elementos de ensayo: Con recubrimiento mínimo de 20 mm Con espesores mayores a 100 mm Suministro de energía: Cargador USB tipo B
Celular 	Marca: Samsung A24 Memoria: 128 GB Resolución: Cámara principal 50 MP Empleo: Tomar fotografías de los ensayos realizados
Laptop 	Marca: Lenovo Modelo: IdeadPad Slim 3 Procesador: AMD Ryzen 7-7730U with Radeon Graphics-2.00 GHz Memoria RAM: 16 GB Sistema operativo: 64 bits-procesador x64
Software de cálculo estructural 	Uso: Modelado, cálculo y chequeo de la edificación, mediante el análisis lineal estático y dinámico conforme la normativa local NEC-15.
Software de cálculo estructural 	Uso: Modelado y cálculo de la edificación mediante análisis estático no lineal para determinar el desempeño sísmico conforme normativas internacionales.
AutoCAD 2022 	Empresa: Autodesk Versión: AutoCAD 2022 Tipo de Licencia: Licencia Educacional (Estudiante) Empleo: Elaboración de detalles y planos estructurales

II. MÉTODOS

El desarrollo de la investigación se articula en tres fases organizadas de manera secuencial, permitiendo una evaluación integral de la edificación, desde la recolección de información en el sitio hasta la propuesta de reforzamiento estructural. A continuación, se describen las actividades realizadas en cada una de ellas.

A. FASE 1: RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN Y EVALUACIÓN VISUAL DE LA EDIFICACIÓN

En esta fase siguiendo una metodología cuantitativa se recopiló datos técnicos del edificio, incluyendo planos arquitectónicos, estructurales, estudio de suelos, datos de materiales del hormigón y acero, además se llevó a cabo un levantamiento estructural. Esta información permite conocer el estado actual de la edificación y posteriormente emplear estos datos en el modelamiento en el software de cálculo. Además, mediante un enfoque cualitativo se realizó una inspección visual rápida siguiendo las metodologías establecidas por la FEMA P-154 [18] y la NEC-2015 [19], con el objetivo de identificar posibles deficiencias estructurales y evaluar el nivel de vulnerabilidad sísmica.

1) *Edificación de estudio*

El edificio de estudio corresponde al Hotel Dubai Ambato mostrado en la Fig. 1, la estructura fue construida en el 2012, consta de 6 plantas, con un sistema de pórticos especiales sismorresistentes de hormigón armado.



Fig. 1. Edificio Hotel Dubai Ambato

La estructura se encuentra ubicado en la parroquia La Península, sector Catiglata, junto a la Av. Indoamérica y frente a la Ecuatoriana de Motores como se evidencia en la Fig. 2.



Fig. 2. Ubicación del edificio

2) *Recolección de planos arquitectónicos y estructurales*

Inicialmente, se solicitó al propietario del edificio los planos arquitectónicos y estructurales, con el objetivo de contar con información técnica que pudiera ser contrastada con los resultados obtenidos en los ensayos de campo. No obstante, al no disponer de esta documentación, fue necesario acudir al Municipio de Ambato, institución encargada de resguardar los archivos técnicos de las edificaciones dentro de su jurisdicción. Con la debida autorización del propietario, se tramitó formalmente la solicitud y se logró acceder a los planos requeridos, representados en la Fig. 3 y Fig. 4, cuyos archivos completos se encuentran en la sección de ANEXOS.

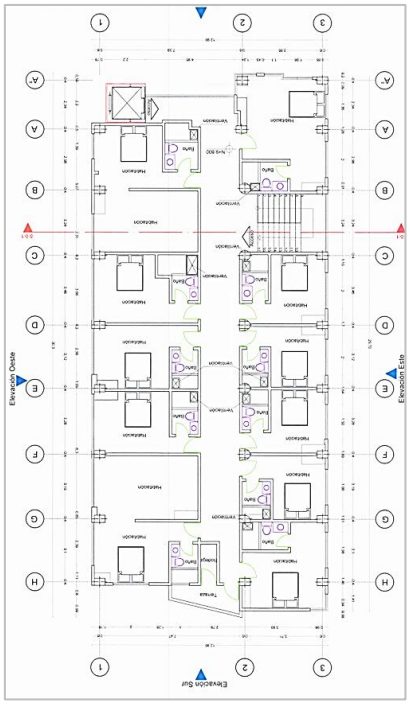


Fig. 3. Plano arquitectónico

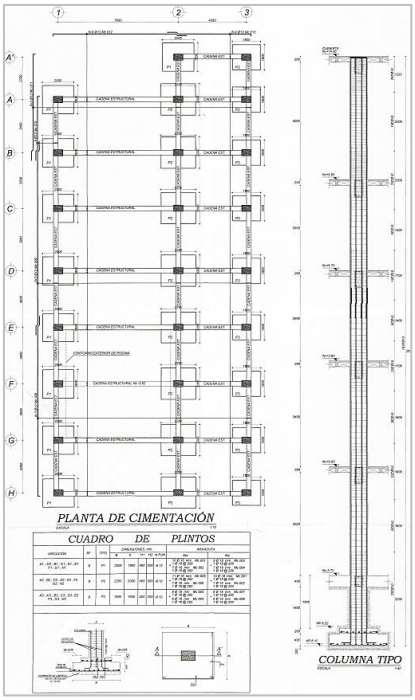


Fig. 4. Plano estructural

a) *Estudio de suelos*

Corresponde a una investigación técnica del suelo realizado mediante el ensayo de penetración estándar (SPT) que se realiza para conocer las características físicas y mecánicas del suelo donde se encuentra cimentada la edificación. En dicho ensayo mediante el empleo de un trípode, una polea, un motor y un martinete de 63.5 kg sujetado por un cabo o soga, se ejecutan golpes sucesivos en el suelo, penetrando el mismo para tomar muestras de los estratos de diferentes profundidades en un muestreador de tubo partido, para posteriormente mediante ensayos de laboratorio determinar las características del material [20].

Para contar con estos datos se solicitó el estudio de suelos al propietario del inmueble, este documento contiene los resultados del ensayo SPT con información relevante sobre las características del terreno. El estudio incluye parámetros como número de golpes, esfuerzo admisible del suelo, ángulo de fricción interna, tipo de estratos y profundidad de desplante para la cimentación. El dato relevante para el presente trabajo corresponde al número de golpes que permite clasificar el tipo de suelo en base a la NEC-SE-DS: Peligro sísmico 2015. El estudio de suelos completo del edifico de estudio se encuentra en los ANEXOS.

b) *Tipo de suelo*

En TABLA II se presentan los 6 tipos de suelos presentes en el país, la clasificación se la realiza empleando el número de golpes (N). En base al tipo de suelo, más adelante se podrá determinar los parámetros sísmicos para la construcción del espectro elástico y reducido.

TABLA II
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 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 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 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 kPa $> S_u \geq 50$ kPa

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

3) *Ensayo esclerométrico*

Este ensayo permite conocer la resistencia actual del hormigón en los elementos estructurales presentes en el edificio. Para efectuar este ensayo no destructivo in situ se identificó los elementos a ensayar columnas, vigas y losas, el ensayo se ejecutó de acuerdo a las disposiciones de la norma ASTM C805 [21] que establece el procedimiento para determinar el número de rebote (Q) en elementos de hormigón empleando el martillo de rebote (esclerómetro) y mediante una curva de correlación se determinó la resistencia a compresión (f'c) verificándola con lo especificado en los planos.



Fig. 5. Ensayo esclerométrico en columna

a) *Procedimiento del ensayo*

- Inicialmente se preparó la superficie a ensayar retirando el recubrimiento presente (empastado y enlucido) ya que el ensayo debe realizarse directamente sobre el hormigón para no afectar las mediciones.
- Sobre la superficie de hormigón se trazó 10 cuadriculas de 2.5 cm de lado mostrado en la Fig. 5, ejecutando 10 impactos en cada una y obteniendo el número de rebote. Se registro los datos y se verifico que cada uno de ellos no difiera en más de 6 unidades del promedio de las lecturas, en muestras donde 2 datos excedían este parámetro se desechó todo el conjunto y se determinó el número de rebote en 10 nuevas ubicaciones [21].

b) *Promedio de datos*

$$\bar{Q} = \frac{\sum Q}{n} \tag{1}$$

Donde,

$\bar{Q}$ Promedio del número de rebote

$\sum Q$ Sumatoria de números de rebote

n Número de lecturas del número de rebote

c) *Valores admisibles*

Los valores validos de número de rebote corresponden a aquellos que se encuentran dentro del siguiente rango.

$$Q\ adm = \bar{Q} \pm 6 \tag{2}$$

Donde,

$Q\ adm$ Número de rebote admisible

$\bar{Q}$ Promedio del número de rebote

- *Correlación entre el número de rebote y la resistencia a compresión*

Con el valor promedio del número de rebote y empleando la curva de correlación mostrada en la Fig. 6**,** se determinó la resistencia a la compresión del hormigón de los elementos ensayados con el martillo.

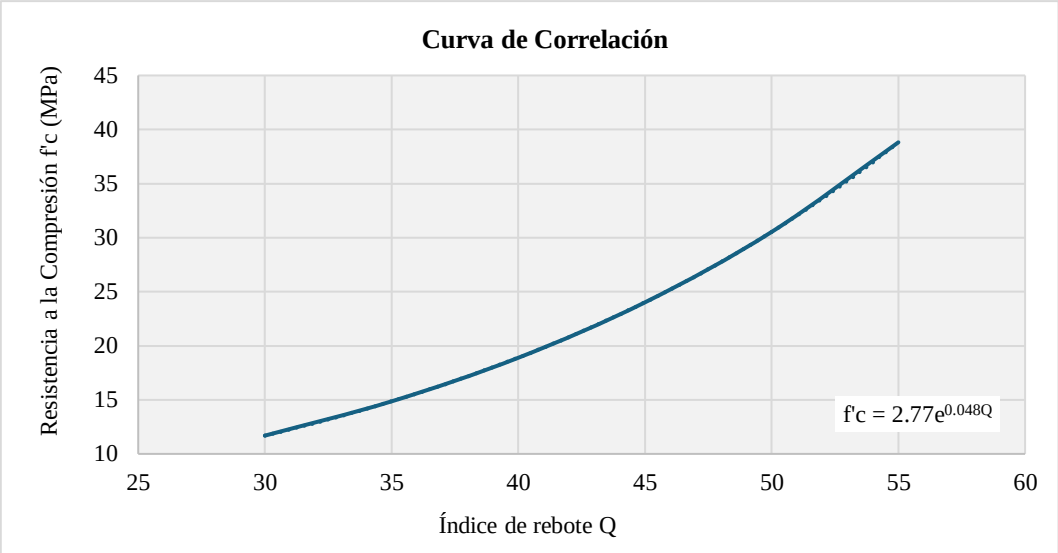


Fig. 6. Curva de correlación

Cabe recalcar que se debe emplear la curva de correlación del equipo específico y dispuesto por el proveedor, en este caso se emplea el de la marca Proceq que consiste en una curva de percentil 10 inferior para obtener una estimación conservadora y no sobreestimar la resistencia del hormigón [22], esta curva se representa mediante la siguiente ecuación y válida sin importar el sentido del ensayo ya que este no afecta los resultados [23].

$$f'c = 2.77e^{0.048Q} \tag{3}$$

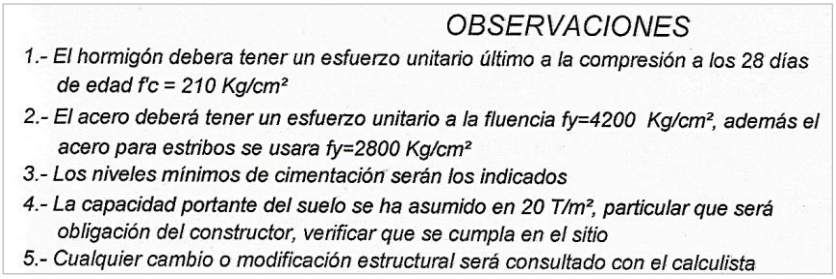
Donde,

$f'c$ Resistencia a compresión del hormigón

Q Número de rebote

4) *Acero de refuerzo*

Corresponde al acero empleado en los elementos de hormigón armado, el dato relevante corresponde al valor del esfuerzo de fluencia del refuerzo longitudinal y transversal, este se toma directamente de las especificaciones de los planos estructurales detallado en la Fig. 7.


OBSERVACIONES

1.- El hormigón debera tener un esfuerzo unitario último a la compresión a los 28 días de edad f'c = 210 Kg/cm²

2.- El acero deberá tener un esfuerzo unitario a la fluencia fy=4200 Kg/cm², además el acero para estribos se usara fy=2800 Kg/cm²

3.- Los niveles mínimos de cimentación serán los indicados

4.- La capacidad portante del suelo se ha asumido en 20 T/m², particular que será obligación del constructor, verificar que se cumpla en el sitio

5.- Cualquier cambio o modificación estructural será consultado con el calculista

Fig. 7. Especificaciones técnicas estructurales

5) *Levantamiento estructural del edificio*

En esta etapa se realiza una inspección detallada en el sitio con el objetivo de constatar y registrar las dimensiones reales de los elementos estructurales. Durante este proceso, con ayuda de un medidor de distancia laser se midió las separaciones entre ejes estructurales, alturas de entrepisos y con un flexómetro se midió las dimensiones de columnas, vigas y espesores de losas, así como la ubicación exacta de cada elemento, comparando estas dimensiones con las indicadas en los planos estructurales originales, este procedimiento se observa en la Fig. 8 y dichos datos serán fundamentales a la hora de modelar la estructural en el software de cálculo.

Igualmente se identificó los tipos de paredes de la estructura, el uso de los espacios y su distribución comparándola con los planos arquitectónicos, con la finalidad de obtener los datos reales en el estado actual del edificio para poder determinar las cargas actuantes en cada nivel.



Fig. 8. Medición de columna

6) *Evaluación visual del edificio*

Corresponde a una inspección rápida del edificio mediante una metodología cualitativa aplicando los formularios establecidos de FEMA P-154 [18] y NEC-2015 [19] para estimar rápidamente la vulnerabilidad sísmica del edificio. Estas evaluaciones se las aplica en campo recolectando datos específicos de la estructura como tipo de sistema constructivo, irregularidades, datos del suelo, etc., que permitirán determinar el nivel de vulnerabilidad sísmica del edificio y que posteriormente mediante software se podrá corroborar con más precisión.

a) *Evaluación visual FEMA P-154*

Se llevó a cabo tomando en cuenta las disposiciones del "Manual del procedimiento administrativo y técnico para la evaluación de edificaciones de propiedad del MIDUVI", que proporciona el procedimiento para aplicar la evaluación visual FEMA P-154 [18].

- *Selección del formulario*

FEMA P-154 consta de 5 formularios nivel 1 y 2 (opcional), clasificados de acuerdo a la región sísmica, el tipo de formulario empleado se determina preliminarmente para su posterior aplicación en campo, se emplea los valores de respuesta de aceleración espectral (Sa), construido con los datos sísmicos de la zona donde se ubica la estructura, y se encuentra las aceleraciones para un periodo corto a 0.2 seg (Ss) y periodo largo a 1.0 seg (S1), este procedimiento se evidencia en la Fig. 9.

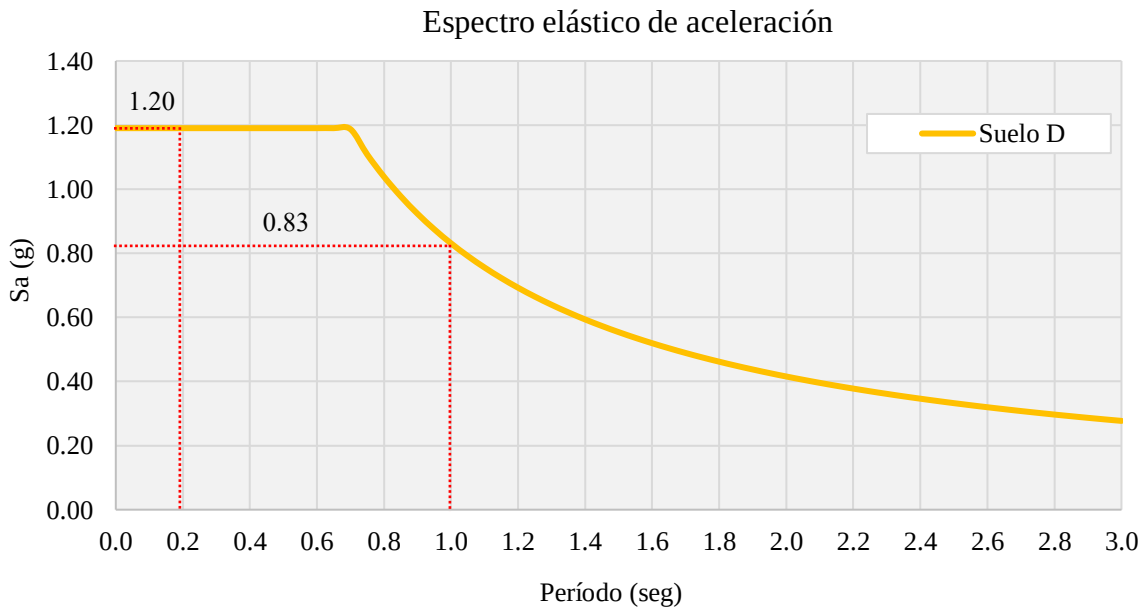


Fig. 9. Espectro elástico de aceleración con valores Ss y S1

Del espectro de respuesta se obtiene Ss = 1.20 y S1= 0.83, valores con los cuales y de acuerdo a la TABLA III se determina el tipo de formulario a emplear correspondiente a una región de Muy alta sismicidad.

TABLA III

REGÍON SIMICA A PARTIR DE LA RESPUESTA DE ACELERACIÓN ESPECTRAL.

Región sísmica	**Respuesta de aceleración espectral, Ss (período corto, o 0.2 seg)**	**Respuesta de aceleración espectral, S1 (período largo, o 1.0 seg)**
Baja	Ss < 0.25g	S1 < 0.10g
Moderada	0.25g ≤ Ss < 0.50g	0.10g ≤ S1 < 0.20g
Moderadamente alta	0.50g ≤ Ss < 1.00g	0.20g ≤ S1 < 0.40g
Alta	1.00g ≤ Ss < 1.50g	0.40g ≤ S1 < 0.60g
Muy alta	Ss ≥ 1.50g	S1 ≥ 0.60g
Nota: g= Aceleración de la gravedad en dirección horizontal		

Para la aplicación del formulario se empleó solamente el correspondiente a nivel 1, se registró con datos de la edificación, del profesional, la ocupación, tipo de suelo, la presencia de irregularidades de la estructura y se agregó comentarios. Para obtener el nivel de vulnerabilidad sísmica se calculó el puntaje SL1.

- *Nivel de vulnerabilidad FEMA P-154*

Se determina en base al puntaje final nivel 1 (SL1) y su comparación con el puntaje básico (S min), para esto inicialmente se debe escoger la tipología estructural del edificio, para el caso de estudio corresponde a pórticos de hormigón armado (C1) y se debe determinar SL1 siguiendo la formula descrita, empleando el puntaje básico y los modificadores escogidos del formulario.

$$SL1 = PB + MI + MC + MS \tag{4}$$

Donde,

$SL1$ Puntaje final nivel 1

PB Puntaje básico

MI Modificador de irregularidades

MC Modificador de código de la construcción

MS Modificador de suelo

Empleando la TABLA IV y en base a los valores SL1 y Smin se determina el nivel vulnerabilidad de la estructura.

TABLA IV
GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA FEMA P-154

Puntaje Final	**Consideración**	**Selección (marcar con x)**
Nivel 1 SL1 < Smin	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial	
Nivel 1 SL1 = Smin	Mediana vulnerabilidad	
Nivel 1 SL1 > Smin	Baja vulnerabilidad	

b) *Evaluación visual NEC-15*

La aplicación se ejecutó siguiendo las indicaciones de la "Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la NEC-15" [19]. La determinación de la vulnerabilidad sísmica sigue las mismas directrices que la evaluación anterior llenando los datos de la edificación, del profesional y calculando un puntaje final S.

- *Nivel de vulnerabilidad NEC-15*

Se encuentra en función del puntaje final S que sigue la siguiente fórmula:

$$S = PB + MA + MI + MC + MS \tag{5}$$

Donde,

S Puntaje final

PB Puntaje básico

MI Modificador de altura de la edificación

MI Modificador de irregularidades

MC Modificador de código de la construcción

MS Modificador de tipo de suelo

El grado de vulnerabilidad se obtiene en base al puntaje S especificado en la TABLA V extraída del formulario de evaluación visual NEC-15.

TABLA V

GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA NEC-15

Grado de vulnerabilidad sísmica	
S < 2.0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial
2.0 < S < 2.5	Media vulnerabilidad
S > 2.5	Baja vulnerabilidad

La aplicación de estas evaluaciones permite identificar parámetros esenciales como el sistema constructivo, la presencia de irregularidades estructurales y otros aspectos relevantes que pueden aumentar el peligro sísmico. La recolección de esta información se complementa con registros fotográficos y un esquema del inmueble.

En la TABLA VI y TABLA VII presentadas a continuación se observa los formularios de la FEMA P-154 y NEC-15 respectivamente, se evidencia los datos necesarios a recolectar durante la visita de campo para evaluar la vulnerabilidad sísmica del edificio.

Todos los datos recolectados en esta fase servirán para definir correctamente el modelo matemático en el software de cálculo estructural, para posteriormente aplicar todos los análisis correspondientes en la fase 2. De igual manera las evaluaciones visuales realizadas en esta fase permiten identificar los problemas de la edificación y saber su nivel de vulnerabilidad sísmica de manera rápida y mediante el análisis en software mucho más preciso se podrá considerar estos defectos evidenciados en la estructura y corroborar la vulnerabilidad sísmica.

TABLA VI

FORMULARIO DE DETECCIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA EDIFICACIONES FEMA P-154

Anexo 1. FORMULARIO DE DETECCIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA EDIFICACIONES **Nivel 1**

Formulario de recopilación de datos con base al FEMA P-154 **Muy alta sismicidad**

100	FOTOGRAFIA Y ESQUEMA ESTRUCTURAL DEL INMUEBLE
	FOTOGRAFÍA
	ESQUEMA ESTRUCTURAL
	ESQUEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACIÓN

101	**DATOS EDIFICACIÓN**				
102	Nombre de la Edificación:				
103	Dirección:				
104	Sitio de referencia:		105	Código Postal	
106	Tipo de uso:				
107	Latitud:		108	Longitud:	
107A	Zona:	107B Norte:	108A	Este:	
109	Ss:		110	S1:	
111	**DATOS DEL PROFESIONAL**				
112	Nombre del evaluador:				
113	Cédula del evaluador		115	Fecha	
114	Registro SENESCYT		116	Hora:	
117	**DATOS CONSTRUCCIÓN**				
118	**Numero de Pisos:**				
119	Sobre el Suelo		120	Bajo el Suelo	
121	Año de construcción:		122	Area de Construcción	
123	Código Año:		124	Año(s) Remodelación:	
124	Adiones: Ninguna	SI	125	Número de Predio	
			126	Clave Catastral	
200	**OCUPACION:**				

201	Asambleas		Comercial		Servicio de Emergencia	
202	Industria		Oficina		Educación	
203	Utilidad		Alamacén		Residencial #	
203A	Histórico		Albergue		Público	

204	**TIPO DE SUELO:**											
204A	A		B		C		D		E		F	DNK
204B 204C	Roca Dura		Roca Débil		Suelo Denso		Suelo Duro		Suelo Blando		Suelo Pobre	Si DNK, ASumir tipo D

205	**RIESGOS GEOLOGICOS**					
206	Licuefaccion:		Deslizamiento:		Ruptura de Superficie:	
206A	SI		SI		SI	
206B	NO		NO		NO	
206C	DNK		DNK		DNK	

207 **Adyacencia**

207A [ ] Golpes 207B [ ] Peligro de caída del Edificio Adyacente

208 **Irregularidades:**

208A [ ] Elevación (Tipo/severidad)

208B [ ] Planta (Tipo)

209 **Peligro de Caída Exteriores**

209A		Chimeneas sin soporte lateral	209D		Apéndices
209B		Reves. Pesado o de chapa de madera pesada	209E		Parapetos
209C		Otros			

210 **COMENTARIOS**

[ ] **Dibujos o comentarios en una página aparte**

300	TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL						
301	Porticos de Madera Livianos viviendas multifamiliares de uno a 2 pisos	W1		309	Pórtico Hormigón Armado	C1	
302	Porticos de madera Livianos multiples unidades, multiples pisos para edificios residenciales con áreas en planta en cada piso de más de 300m2	W1A		310	Pórtico H. Armado con muros de corte	C2	
303	Porticos de madera para edificios comerciales e industricales con un area de piso mayor a 500m2	W2		311	Pórtico H. Armado con mampostería de relleno sin refuerzo	C3	
304	Pórtico Acero Laminado (Portico Resistente a Momento)	S1		312	Losas Prefabricada de Hormigón (Tilt-up)	PC1	
305	Pórtico Acero Laminado con diagonales	S2		313	Portico de H. Armado prefabricados	PC2	
306	Pórtico Acero Liviano o Conformado en frío	S3		314	Edificios de mampostería reforzada con diafragmas flexibles	RM1	
307	Pórtico Acero Laminado con muros estructurales hormigón	S4		315	Edificios de mampostería reforzada con diafragmas rigidos	RM2	
308	Pórtico Acero con paredes de mampostería de bloque	S5		316	Edificios de Mampostería no reforzada	URM	
				317	Vivienda prefabricada	MH	

400	PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL NIVEL 1, SL1																
		TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL															
401	PARÁMETROS CALIFICATIVOS DE LA ESTRUCTURA (TIPO DE EDIFI	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URM ING)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM INF)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH
402	**PUNTAJE BÁSICO**	**2.1**	**1.9**	**1.8**	**1.5**	**1.40**	**1.6**	**1.4**	**1.2**	**1**	**1.2**	**0.9**	**1.1**	**1**	**1.1**	**1.1**	**0.9**	1.1
403	**IRREGULARIDADES**																	
403A	Irregularidad vertical Grave,VL1	-0.9	-0.9	-0.9	-0.8	-0.7	-0.8	-0.7	-0.7	-0.7	-0.8	-0.6	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	NA
403B	Irregularidad vertical Moderada,VL1	-0.6	-0.5	-0.5	-0.4	-0.4	-0.5	-0.4	-0.3	-0.4	-0.4	-0.3	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.3	NA
404C	Irregularidad en planta, PL1	-0.7	-0.7	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.4	-0.4	-0.5	-0.3	-0.5	-0.4	-0.4	-0.4	-0.3	NA
405	**CODIGO DE LA CONSTRUCCIÓN**																	
405A	Pre-código moderno (construido antes de 2001) o auto construcción	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.2	-0.3	-0.2	-0.1	-0.1	-0.2	0	-0.2	-0.1	-0.2	-0.2	0	0
405B	Construido en etapa de transición (desde 2001 pero antes de 2015)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
405C	Post código moderno (construido a partir de 2015)	1.9	1.9	2	1	1.1	1.1	1.5	NA	1.4	1.7	NA	1.5	1.7	1.6	1.6	NA	0.5
406	**SUELO**																	
406A	Suelo Tipo A o B	0.5	0.5	0.4	0.3	0.3	0.4	0.3	0.2	0.2	0.3	0.1	0.3	0.2	0.3	0.3	0.1	0.1
406B	Suelo Tipo D	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
406C	Suelo Tipo E (1-3Pisos)	0	-0.2	-0.4	-0.3	-0.2	-0.2	-0.2	-0.1	-0.1	-0.2	0	-0.2	-0.1	-0.2	-0.2	0	-0.1
406D	Tipo de suelo E (>3 Pisos)	-0.4	-0.4	-0.4	-0.3	-0.3	NA	-0.3	-0.1	-0.1	-0.3	-0.1	NA	-0.1	-0.2	-0.2	0	NA
407	Puntaje Mínimo	**0.7**	**0.7**	**0.7**	**0.5**	**0.5**	**0.5**	**0.5**	**0.5**	**0.3**	**0.3**	**0.3**	**0.2**	**0.2**	**0.3**	**0.3**	**0.2**	**1**
408	**PUNTAJE FINAL NIVEL 1,SL1 > SMIN**																	

500 GRADO DE REVISIÓN

501 Exterior:

☐ Parcial ☐ Todos los Lados ☐ Aereo

502 Interior:

☐ Ninguno ☐ Visible ☐ Completo

503 Planos revisados: ☐ Sí ☐ No

504 Fuente del Tipo de suelo: _____

505 Fuente del Peligro Geológico: _____

506 Personas de Contacto: _____

Celular: _____

Correo: _____

600 OTROS RIESGOS:

Hay peligro que ameriten una evaluación estructural detallada?

601 ☐ Golpeo Potencial (a menor que SL2>limite, si es conocido)

602 ☐ Riesgo de caída de edificios adyacentes más altos

603 ☐ Riesgo geológico o tipo de Suelo F

604 ☐ Daño significativo/deteriorodel sistema estructural

700 ACCIÓN REQUERIDA:

Requiere evaluación estructural detallada?

701 ☐ Si, tipo de edificación FEMA desonocido u otro edificio

702 ☐ Si, puntaje menor que el límite

703 ☐ Si, otros peligros presentes

704 ☐ NO

Evaluación no estructural detallada recomendada? (marque con una x)

705 ☐ Si, peligros no estructurales identificados que deben ser evaluados

706 ☐ No, existen peligros no estructurales que requieren mitigación, pero no necesita una evaluación detallada

707 ☐ No, no se identifican peligros no estructurales

708 ☐ DNK= no conoce

Cuando los datos no pueden ser verificados, el inspector deberá anotar lo sigueinte: EST=Estimado o dato no fiable O DNK= No conoce

800 OBSERVACIONES:

FIRMA RESPONSABLE EVALUACIÓN

TABLA VII

EVALUACIÓN VISUAL DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES NEC-15

EVALUACIÓN VISUAL DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES

Esquema estructural en planta y elevación de la edificación

ESQUEMA ESTRUCTURAL

DATOS DE EDIFICACIÓN			
Dirección:			
Nombre de la edificación:			
Sitio de referencia:			
Tipo de uso:		Fecha de Evaluación:	
Año de construcción:		Año de remodelación:	
Área de construcción m2:		Numero de pisos:	
DATOS DEL PROFESIONAL			
Nombre del evaluador:			
C.I.			
Registro SENESCYT:			

Fotografía:

FOTOGRAFÍA

TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

Madera	W1	Pórtico Hormigón Armado	C1	Pórtico acero laminado	S1
Mampostería sin refuerzo	URM	Portico H. Armado con muros estructurales	C2	Pórtico acero laminado con diagonales	S2
Mampostería reforzada	RM	Portico H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo	C3	Pórtico acero doblado en frío	S3
Mixta acero- hormigón o mixta madera-hormigón	MX			Portico acero laminado con muros estructurales de hormigón armado	S4
		H. Armado prefabricada	PC	Pórtico acero con paredes mampostería	S5

PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S

Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5
Puntaje básico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2
ALTURA DE EDIFICACIÓN													
Baja altura (menor a 4 pisos)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8
IIREGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN													
Irregularidad vertical	-2.5	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
CÓDIGO DE LA CONSTRUCCIÓN													
Pre-código (construido antes 1977) o auto construcción	0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1	-0.2	-0.8	-1	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2
Construido en etapa de transición (entre 1977- 2001)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Post código moderno (construido a partir del 2001)	1	N/A	2.8	1	1.4	2.4	1.4	1	1.4	1.4	1	1.6	1
TIPO DE SUELO													
Tipo de suelo C	0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4
Tipo de suelo D	0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4
Tipo de suelo E	0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8
PUNTAJE FINAL, S													

GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA

S < 2.0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial	
2.0 < S < 2.5	Media vulnerabilidad	
S > 2.5	Baja vulnerabilidad	

Firma responsable de evaluación

OBSERVACIONES.-

B. FASE 2: DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA

En esta fase se emplea una metodología cuantitativa, utilizando la información recolectada en la fase 1 se procede al modelamiento de la estructura en el software de cálculo estructural definiendo propiedades y dimensiones de los elementos, se asigna cargas, combinaciones de carga y el espectro de respuesta, se aplica un análisis lineal estático y dinámico (modal espectral), determinando las propiedades sísmicas de la estructura como cortante basal, período, derivas, modos de vibración, masas participativas, torsión, entre otras y se verifica el cumplimiento de estos parámetros con los valores establecidos en la NEC-15. También se verifica el diseño estructural de elementos, dimensiones, cuantías, áreas de acero y otros valores enmarcados en el diseño sismorresistente de elementos. De manera similar, se aplica un análisis no lineal estático (Pushover), para evaluar la estructura en el rango no lineal, definiendo rotulas plásticas y generando la curva de capacidad, lo cual permite identificar el punto de desempeño sísmico de la edificación.

A continuación, se destacan los procedimientos y fórmulas empleadas.

1) *Materiales*

En el análisis en softwares es fundamental definir correctamente las propiedades de los materiales de la estructura.

a) *Hormigón*

La resistencia del hormigón ($f'c$) a emplear corresponde a la determinada en la fase 1 resultante del ensayo esclerométrico, mientras que el módulo de elasticidad (E) para hormigones en la zona central del país; específicamente la ciudad de Ambato, se calcula con la fórmula indicada, cuyo coeficiente corresponde a varios estudios previos realizados.

$$E = 13100\sqrt{f'c} \tag{6}$$

Donde,

E Módulo de elasticidad

$f'c$ Resistencia del hormigón a compresión

b) *Acero de refuerzo*

Las propiedades fundamentales son el esfuerzo de fluencia (fy) en barras de acero corrugadas y estribos, la resistencia ultima a tracción (fu) y el módulo de elasticidad (E) especificados en los planos estructurales.

2) *Cargas gravitacionales*

- *Carga Muerta (CM)*

Representa las cargas de los elementos estructurales y no estructurales permanentes de la edificación, como concreto, acero, mampostería, acabados y sistemas constructivos fijos. Estas se calculan con los datos obtenidos del levantamiento estructural y los planos de la edificación, para el modelamiento la CM se conforma de los siguientes componentes:

- CM_P: Cargas muertas del peso propio de los elementos (calculada automáticamente por el software).
- CM_A: Carga muerta adicional correspondiente a mampostería, acabados, revestimientos, instalaciones y equipos.

- *Carga viva (CV)*

Se refiere a las cargas variables que pueden actuar sobre la estructura durante su vida útil, tales como personas, mobiliario, equipos móviles u otras cargas temporales. La magnitud de la carga viva depende del tipo de uso o destino de la estructura, y está regulada por NEC-SE-CG: Cargas no sísmicas [24].

3) *Combinaciones de carga*

Representan escenarios posibles donde varias cargas actúan al mismo tiempo, aplican factores que amplifican o reducen su magnitud. Las combinaciones de carga se encuentran en la NEC-SE-CG: Cargas no sísmicas [24] y para el presente trabajo se emplean las siguientes:

- $CU = 1.4\,CM$ (7)
- $CU = 1.2\,CM + 1.6\,CV$ (8)
- $CU = 1.2\,CM + CV \pm SISMO\ X$ (9)
- $CU = 1.2\,CM + CV \pm SISMO\ Y$ (10)
- $CU = 1.2\,CM + CV \pm ESPECTRO\ X$ (11)

- $CU = 1.2\,CM + CV \pm ESPECTRO\ Y$ (12)
- $CU = 0.9\,CM \pm SISMO\ X$ (13)
- $CU = 0.9\,CM \pm SISMO\ Y$ (14)
- $CU = 0.9\,CM \pm ESPECTRO\ X$ (15)
- $CU = 0.9\,CM \pm ESPECTRO\ Y$ (16)

Donde,

CU	Carga última
CM	Carga muerta
CV	Carga viva
$SISMO$	Carga estática
$ESPECTRO$	Carga dinámica

4) *Análisis estático y dinámico lineal*

Son métodos de evaluación estructural que permiten determinar la respuesta de una edificación frente a cargas sísmicas, considerando un comportamiento lineal, es decir en el rango elástico de los materiales. La aplicación de estos análisis se ejecuta siguiendo las disposiciones de la NEC-SE-DS: Peligro sísmico [25].

a) *Análisis estático*

Representa la acción sísmica mediante un sistema de fuerzas laterales equivalentes o concentradas en los centros de gravedad de cada planta de la estructura, distribuidas a lo largo de la altura de la edificación según su masa y forma. Estas fuerzas simulan el efecto del sismo de forma simplificada y conservadora [26]. Para el presente trabajo, en el software este análisis se presenta mediante el patrón de carga *SISMO* para la dirección *X* e *Y.*

b) *Análisis dinámico*

También llamado análisis modal espectral representa las fuerzas sísmicas mediante un espectro de diseño. Toma en cuenta las propiedades dinámicas de la estructura como modos de vibración, la masa, rigidez y amortiguamiento. Permite una representación más precisa del comportamiento sísmico de la estructura [27]. Para el presente trabajo, en el software este análisis se representa mediante el patrón de carga *ESPECTRO* para la dirección *X* e *Y.*

Los parámetros involucrados en el análisis lineal estático y dinámico se encuentran a continuación.

c) *Período de vibración*

- *Método 1*

El período de vibración aproximado de la estructura se halla de acuerdo al tipo de estructura y su altura total, siguiendo la siguiente formula:

$$T = C_t * h_n{}^{\propto} \tag{17}$$

Donde,

T Período de vibración

$C_t \; y \propto$ Coeficientes que dependen del tipo de edificio

h_n Altura de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura

Dependiendo del rango en el que se encuentre el período determinado por el método 1 se calcula el valor del coeficiente k relacionado con el período de vibración de la estructura mostrado en la TABLA VIII.

TABLA VIII

COEFICIENTE K

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1.00
0.5 < T ≤ 2.5	0.75 + 0.50 T
> 2.5	2.00

El valor de k en conjunto con el coeficiente sísmico C se deben ingresar en el software para el análisis estático.

- *Método 2*

Este debe ser calculado mediante un análisis modal espectral en el software de análisis estructural considerando las propiedades y deformaciones de los elementos resistentes.

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} w_i * \delta_i{}^2}{g * \sum_{i=1}^{n} f_i * \delta_i}} \tag{18}$$

Donde,

w_i Peso aginado al piso o nivel i de la estructura, fracción de la carga reactiva W

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

f_i Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso i

Se debe verificar que el periodo calculado por el método 2 no sea mayor en un 30 % al período del método 1.

$$T_2 \leq 1.3 * T_1 \tag{19}$$

Donde,

T_1 Período calculado por el método 1

T_2 Período calculado por el método 2 (software)

d) *Espectro de respuesta elástico*

Representa las cargas que actúan sobre la estructura durante el evento sísmico, este gráfico se genera a partir de las características del tipo de suelo y zona sísmica donde se encuentra la edificación. El espectro muestra la aceleración espectral S_a en función del período T, permitiendo estimar la demanda sísmica sobre la edificación y verificar los elementos estructurales para resistir dichas solicitaciones, en la Fig. 10 se evidencia este modelo.

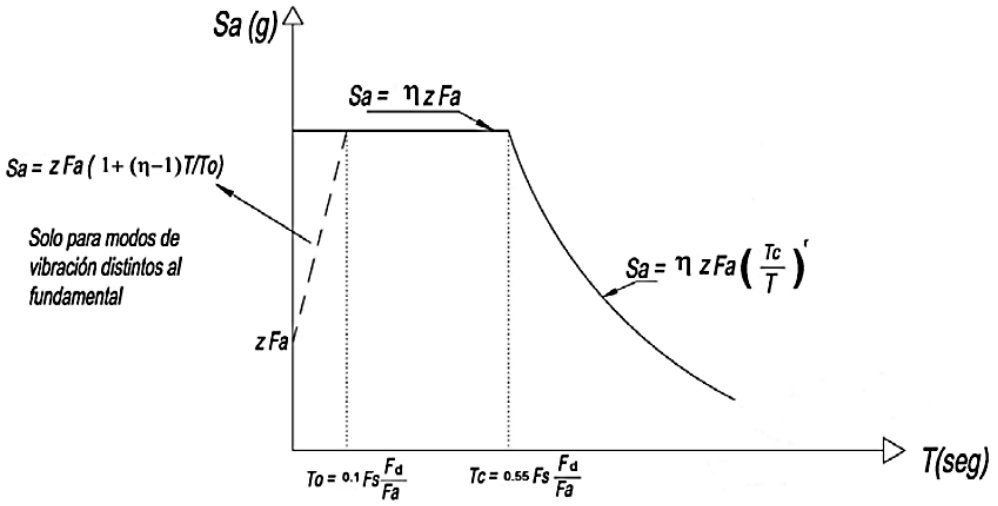


Fig. 10. Espectro de respuesta elástico NEC-15

Los límites del espectro T_o y T_c se determinan mediante:

$$T_o = 0.10 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad (20)$$

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad (21)$$

Donde,

T_o Período límite de vibración en el espectro sísmico (para graficar modos distintos al fundamental)

T_c Período límite de vibración en el espectro sísmico

F_a Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto

F_d Coeficiente de amplificación de suelo

F_s Coeficiente de amplificación de suelo para comportamiento no lineal

La aceleración espectral S_a en los 2 rangos se determina mediante las ecuaciones:

$$S_a = \eta * Z * F_a \quad \text{para} \quad 0 \leq T \leq T_c \quad (22)$$

$$S_a = \eta * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para} \quad T > T_c \quad (23)$$

Donde,

S_a Espectro de respuesta elástico de aceleraciones

η Razón entre la aceleración espectral Sa y el PGA

Z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño

F_a Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto

T Período fundamental de vibración de la estructura

T_c Período límite de vibración

r Factor que depende de la ubicación geográfica

e) *Espectro de respuesta reducido*

Es una representación modificada del espectro elástico, en la que las aceleraciones sísmicas se reducen mediante el uso del factor de reducción de resistencia sísmica (R), en la Fig. 11 se evidencia esta representación. Se construye asumiendo que la estructura será capaz de disipar energía, permitiendo un diseño más realista y económico, considerando en parte el comportamiento no lineal esperado de la edificación.

Hay que recalcar que esta disipación de energía se espera siempre y cuando se cumplan todos los parámetros de un diseño sismorresistente tanto en el cálculo y en la construcción, por lo que es recomendable emplear un R menor al de la normativa, añadiendo un rango de seguridad por las incertidumbres [28].

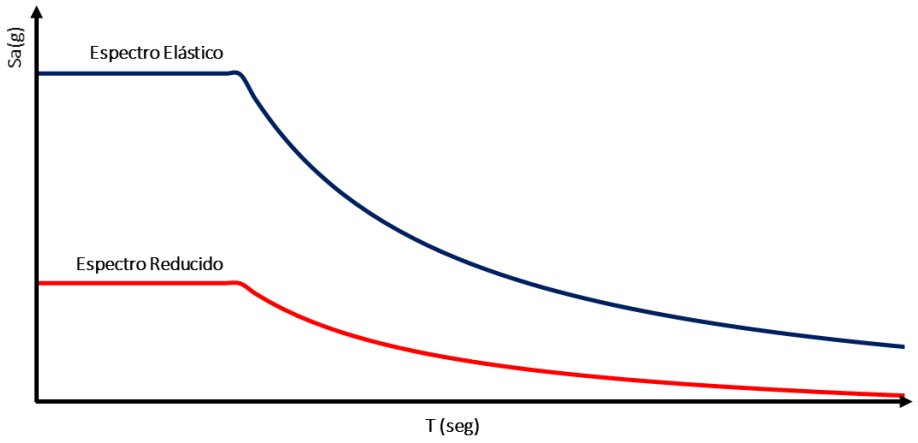


Fig. 11. Espectro de respuesta reducido.

f) *Cortante basal estático*

La cortante basal estática de la edificación se obtiene al multiplicar el coeficiente sísmico por la carga sísmica reactiva:

$$V = C * W \tag{24}$$

Donde,

V Cortante basal total de diseño

C Coeficiente sísmico

W Carga sísmica reactiva

- *Coeficiente sísmico*

Corresponde a un valor adimensional determinado en función de las características sísmicas del sitio y de la estructura.

Donde,

$$C = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \emptyset_P * \emptyset_E} \quad (25)$$

C Coeficiente sísmico

I Coeficiente de importancia de la edificación

$S_a(T_a)$ Espectro de diseño en aceleración

R Factor de reducción de resistencia sísmica.

$\emptyset_P * \emptyset_E$ Coeficientes de configuración en planta y elevación

- *Carga sísmica reactiva*

Corresponde a la masa que vibra durante el evento sísmico, interpretándose como el peso total de la estructura o carga muerta, aunque también se suele incluir una fracción de las cargas vivas. El valor tomado de la carga sísmica reactiva W es el recomendado por la Norma Técnica Peruana E.030 [29].

$$W = CM + 0.25\ CV \quad (26)$$

Donde,

W Carga sísmica reactiva

CM Carga muerta

CV Carga viva

g) *Ajuste del cortante basal*

De la aplicación de las cargas sísmicas (estática) y del espectro (dinámico) se obtienen las cortantes basales y se comparan para verificar el siguiente criterio.

$$V_{dinámico} \geq 80\% V_{estático} \quad \rightarrow \quad \text{estructuras regulares} \tag{27}$$

$$V_{dinámico} \geq 85\% V_{estático} \quad \rightarrow \quad \text{estructuras irregulares} \tag{28}$$

Donde,

$V_{dinámico}$ Cortante basal del análisis dinámico

$V_{estático}$ Cortante basal del análisis estático

En el caso de que no se cumpla esta condición se debe ajustar la cortante calculando un factor de corrección.

$$f_c = \frac{V_{estático}}{V_{dinámico}} * 0.80 \quad \rightarrow \quad \text{estructuras regulares} \tag{29}$$

$$f_c = \frac{V_{estático}}{V_{dinámico}} * 0.85 \quad \rightarrow \quad \text{estructuras irregulares} \tag{30}$$

Donde,

f_c Factor de corrección

Este factor se aplica a la gravedad y se obtiene un valor corregido $g = f_c * 9.81\ m/s^2$ que se modifica en el software al definir el caso de carga correspondiente al *ESPECTRO*. Con esta modificación la nueva cortante dinámica deberá cumplir con la condición anterior.

h) *Deriva de piso*

Corresponde al desplazamiento lateral relativo entre dos pisos consecutivos, causado principalmente por fuerzas horizontales. Las derivas elásticas se obtienen del software y estas se transforman a derivas inelásticas empleando la fórmula presentada.

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E \tag{31}$$

Donde,

Δ_M Deriva máxima inelástica

R Factor de reducción de resistencia

Δ_E Deriva máxima elástica

Se debe verificar que las derivas inelásticas sean menores a 2 % siempre y cuando se empleen inercias agrietadas.

$$\Delta_M \leq 2\% \tag{32}$$

Donde,

Δ_M Deriva máxima inelástica

i) *Índice de estabilidad*

Este parámetro permite evaluar la estabilidad lateral de piso de la edificación. Representa la relación entre los efectos de segundo orden (derivados de la deformación lateral y las cargas gravitacionales) y los efectos de primer orden (producidos directamente por las fuerzas horizontales).

$$Q_i = \frac{P_i * \Delta_i}{V_i * h_i} \tag{33}$$

Donde,

Q_i Índice de estabilidad del piso i

P_i Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i

Δ_i Deriva del piso i

V_i Cortante sísmico del piso i

h_i Altura del piso i

Los valores de índice de estabilidad de piso deben cumplir con el siguiente criterio.

$$Q_i \leq 0.30 \tag{34}$$

Donde,

Q_i Índice de estabilidad del piso i

Si no se cumple esta condición la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, además hay que tomar en cuenta que si $Q_i < 0.10$ los efectos $P - \Delta$ no necesitan ser considerados.

j) *Participación de masa modal*

Corresponde a aquellos modos de vibración que contribuyen considerablemente a la respuesta total de la estructura. Para esto es indispensable considerar en el software el número de modos necesarios para lograr una masa modal acumulada de al menos el 90 % de la masa total de la edificación.

Se considera 3GDL por cada piso por lo que el número mínimo de modos a considerar en el software corresponde a:

$$N.modos = 3 * pisos \tag{35}$$

Donde,

$N.modos$ Número de modos mínimo a considerar

$piso$ Número de pisos de la estructura

k) *Torsión en planta*

Este efecto es causado por la acción de las fuerzas dinámicas y se presenta cuando el centro de rigidez se aleja del centro de masa, generando una excentricidad que produce el giro de la estructura, este efecto se debe chequear para los primeros dos modos de vibración.

$$\%Torsión = \frac{R_z}{\max(U_x; U_y)} * 100 \tag{36}$$

Donde,

$\%Torsión$ Porcentaje de torsión

R_z Giro en el eje z

$\max(U_x; U_y)$ Desplazamiento máximo en la dirección x o y

Se debe verificar que el porcentaje de torsión en planta en el modo 1 y 2 presenten un movimiento traslacional, para lograr esto los modos deben cumplir con la siguiente condición, mientras a partir del modo 3 es aceptable la torsión.

$$\%Torsión \leq 30\% \rightarrow \text{Traslacional} \tag{37}$$

Donde:

$\%Torsión$ Porcentaje de torsión

5) *Chequeo de elementos*

Se verifica que los elementos estructurales construidos y presentes en el edificio cumplan con los parámetros establecidos para un diseño sismorresistente, con el fin de garantizar su resistencia y ductilidad. Para esto se verifica que cada tipo de elemento cumpla con los parámetros especificados en las normativas NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado [30], NEC: Guía para estructuras de hormigón armado [31] y la ACI 318-19: Código para Concreto Estructural.

a) *Vigas*

Para estos elementos se debe verificar el diseño a flexión, corte y torsión, a continuación, se presentan los parámetros a avaluar.

- *Revisión a Flexión*

  - *Acero mínimo*

Los esfuerzos a flexión son resistidos por el acero, por lo que se verifica el área mínima de acero que la sección debe contener, mediante las siguientes ecuaciones, escogiendo el mayor valor entre las dos.

$$As_{min} = \rho_{min} * b * d \tag{38}$$

$$As_{min} = 0.80 \frac{\sqrt{f'c}}{fy} * b * d \tag{39}$$

Donde,

As_{min} Área de acero mínima

fy Cuantía mínima de acero

$f'c$ Resistencia a compresión del hormigón

b Base del elemento

d Peralte del elemento

La cuantía mínima se determina mediante:

$$\rho_{min} = \frac{14}{fy} \tag{40}$$

Donde,

ρ_{min} Cuantía mínima de acero

fy Esfuerzo de fluencia del acero

- *Acero máximo*

De manera similar se calcula el área de acero máxima a flexión permitida para no exceder este valor y garantizar un comportamiento dúctil del elemento, es decir poder absorber y disipar energía.

$$As_{max} = \rho_{max} * b * d \tag{41}$$

Donde,

As_{max} Área de acero máxima

ρ_{max} Cuantía máxima de acero

b Base del elemento

d Peralte del elemento

La cuantía máxima para zonas sísmicas se calcula mediante la siguiente ecuación y esta no debe exceder el valor de 0.025.

$$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b \tag{42}$$

Donde,

ρ_{max} Cuantía máxima de acero

ρ_b Cuantía balanceada de acero

La cuantía balanceada se calcula mediante:

$$\rho_b = 0.85 * \beta 1 * \frac{f'c}{fy} * \left(\frac{6100}{6100 + fy}\right) \quad (43)$$

Donde,

ρ_b Cuantía balanceada de acero

$\beta 1$ Factor que depende de la resistencia del hormigón

$f'c$ Resistencia del hormigón

fy Esfuerzo de fluencia del acero

- *Momento resistente*

La capacidad máxima que posee la viga para resistir momentos flectores se determina mediante:

$$\emptyset\, M_r = 0.90 * As * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (44)$$

Donde,

$\emptyset\, M_r$ Momento resistente

As Área de acero superior

fy Esfuerzo de fluencia del acero

d Peralte del elemento

a altura del bloque de compresión equivalente

El momento resistente del elemento debe ser mayor al momento solicitante, cumpliendo la siguiente condición.

$$\emptyset\, M_r \geq M_u \quad (45)$$

Donde,

$\emptyset\, M_r$ Momento resistente

M_u Momento último o de diseño

- *Revisión a Corte*

  - *Acero mínimo*

Corresponde al acero transversal de los estribos, por lo que este valor deberá ser mayor al mínimo para resistir los esfuerzos de corte y deberá estar colocado a lo largo de todo el elemento.

$$Av_{min} = 0.2 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{fy_t} \quad (46)$$

$$Av_{min} = 3.5 * \frac{b * s}{fy_t} \quad (47)$$

Donde,

Av_{min} Área de acero mínima a corte

$f'c$ Resistencia del hormigón

b Base del elemento

s Separación de acero a corte

fy_t Esfuerzo de fluencia del acero transversal

  - *Resistencia a corte*

En vigas de hormigón armado los esfuerzos de corte son resistidos en una pequeña parte por el hormigón y mayoritariamente por el acero transversal, por lo que la resistencia a corte será determinada por:

$$\emptyset V_r = V_c + V_s \quad (48)$$

Donde,

$\emptyset V_r$ Cortante resistente del elemento

V_c Resistencia a corte del hormigón

V_s Resistencia a corte del acero

La cortante resistente de la viga debe ser mayor a la cortante solicitante de las cargas, cumpliendo la siguiente condición

$$\emptyset\, V_r \geq V_u \tag{49}$$

Donde,

$\emptyset\, V_r$ Cortante resistente del elemento

V_u Cortante último o solicitante

- *Revisión a Torsión*

Se debe chequear ya que estos esfuerzos pueden producir fisuras a 45° debido a la tensión diagonal, es necesario comprobar que no falle por torsión cumpliendo el siguiendo criterio.

$$\emptyset\, T_{th} \geq T_u \tag{50}$$

Donde,

$\emptyset\, T_{th}$ Resistencia de diseño a torsión

T_u Resistencia última a torsión o solicitante

Cuando se cumple esta condición se permite despreciar los efectos de torsión, por lo que no se requiere de armadura a torsión.

b) *Columnas*

Para este tipo de elementos se debe verificar el diseño a flexo-compresión, corte, relación columna fuerte-viga débil y corte del nudo, a continuación, se presentan los parámetros a avaluar.

- *Revisión a Flexo compresión*
  - *Cuantía óptima*

La cuantía del refuerzo longitudinal en columnas debe encontrarse entre 1% y 3 % para garantizar un comportamiento estructural adecuado, tanto en resistencia como en ductilidad.

$$0.01 \leq \rho \leq 0.03 \tag{51}$$

Donde,

ρ Cuantía de acero

La cuantía de acero se determina mediante:

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} \tag{52}$$

Donde,

ρ Cuantía de acero

A_s Área de acero longitudinal

A_g Área bruta de la sección de columna

- *Diagrama de interacción*

Es una representación gráfica de la resistencia de la sección transversal de columna de hormigón armado sometida a esfuerzos combinados de carga axial (P) y momento flector (M). Este diagrama delimita el conjunto de combinaciones de carga que la sección puede resistir sin alcanzar la falla estructural. El diagrama presenta estados de compresión y tracción, así como un punto balanceado que es una condición crítica de equilibrio entre la resistencia del concreto y la del acero de refuerzo longitudinal cuando la sección está sometida a flexo-compresión. En la Fig. 12 se puede evidenciar el modelo de este diagrama.

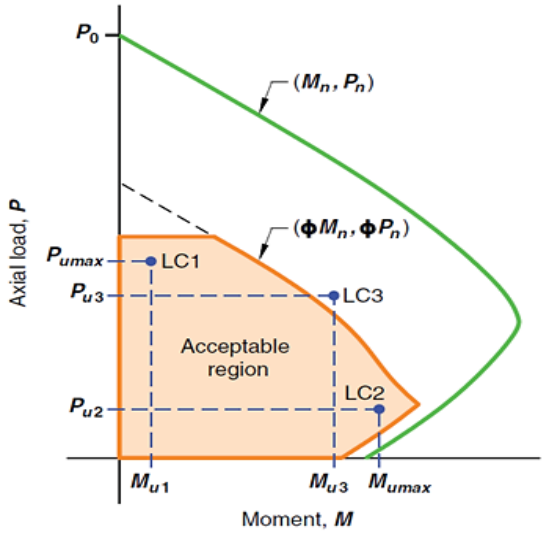


Fig. 12. Diagrama de interacción de columna

Si el punto que representa la combinación de carga de diseño cae dentro del área del diagrama, significa que la sección tiene capacidad suficiente y resiste adecuadamente ($D/C < 1$), por otro lado, si queda fuera del diagrama, entonces la combinación solicitante

excede la capacidad resistente de la sección**,** por tanto, la columna no resiste y requiere reforzarse.

- *Revisión a Corte*
  - *Acero mínimo*

El área del refuerzo transversal, es decir los estribos de confinamiento rectangulares deben ser determinados mediante las siguientes ecuaciones, eligiendo el mayor valor entre ambos. Estos cálculos se deben realizar para cada dirección de la columna.

$$Av_{min}\begin{cases} A_{sh} = 0.3 * \dfrac{s * b_c * f'c}{fy_t}\left[\left(\dfrac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1\right] & (53) \\ A_{sh} = 0.09 * \dfrac{s * b_c * f'c}{fy_t} & (54) \end{cases}$$

Donde,

A_{sh} Área de acero mínima a corte en columnas perpendicular a la dimensión b_c

s Separación del acero a corte

b_c Ancho confinado

$f'c$ Resistencia del hormigón

fy_t Esfuerzo de fluencia del acero transversal

A_g Área bruta de la sección de columna

A_{ch} Área confinada

  - *Revisión Columna fuerte-Viga débil*

Este es un principio clave en el diseño de estructuras sismorresistentes, que se basa en el criterio de que la capacidad resistente de las columnas que llegan al nudo analizado sean un 20 % mayor que la capacidad de las vigas, permitiendo que la estructura disipe energía en las vigas a través de la formación de rotulas plásticas.

$$\sum Mn\ col \geq 1.2 \sum Mn\ vig \quad (55)$$

Donde,

$\sum Mn\ col$ Sumatoria de momentos nominales de columnas

$\sum Mn\ viga$ Sumatoria de momentos nominales de vigas

- *Revisión Corte del nudo*

Se verifica que el nudo (zona de intersección entre vigas y columna) tenga la resistencia suficiente frente a los esfuerzos de corte generados durante un sismo, para esto se debe asegurar la siguiente condición en el nudo.

$$\emptyset\ V_n\ \geq V_j \tag{56}$$

Donde,

$\emptyset\ V_n$ Cortante resistente del nudo

V_j Cortante solicitante del nudo

Este criterio garantiza que el nudo estructural no falle por corte durante un evento sísmico severo. Se basa en la capacidad del concreto confinado del nudo, considera también si las caras están confinadas para ajustar dicha capacidad.

6) *Análisis estático no lineal (Pushover)*

La aplicación de este análisis se ejecuta principalmente en el software de cálculo estructural por la complejidad de las ecuaciones de análisis y se ejecuta empleando el método Pushover que incursiona en el rango no lineal es decir considera el comportamiento de los materiales en el rango inelástico, es decir como realmente se comporta la estructura.

Inicialmente se define las demandas o tipos de amenaza sísmica a considerar en el análisis Pushover y los objetivos o nivel esperado de cómo se debería comportar el edificio Hotel Dubai Ambato, la ejecución se este análisis se realiza de acuerdo a los procedimientos de la normativa ASCE 41-13: Evaluación sísmica y rehabilitación de edificios existentes [32].

a) *Demanda sísmica*

La NEC-15 clasifica los sismos en cuatro niveles según su frecuencia y severidad: frecuente, ocasional, raro (sismo de diseño) y muy raro. Cada nivel se relaciona con una probabilidad de excedencia en 50 años, desde el 50% para sismos frecuentes hasta el 2% para eventos muy raros.

El análisis Pushover del edificio de estudio contempla a aplicación de estos distintos escenarios de amenaza sísmica para evaluar el comportamiento de la estructura.

TABLA IX

NIVELES DE AMENAZA SISMICA

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno T (años)	Tasa anual de excedencia (1/T)
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 %	2500	0.00040

b) *Objetivos de desempeño sísmico*

Corresponde al nivel de daño esperado en una edificación, es decir cómo debería encontrarse la estructura después de un evento sísmico. El comité VISIÓN 2000 propone una filosofía de diseño basada en niveles de desempeño sísmico que una estructura debe alcanzar para garantizar un comportamiento predecible de las edificaciones ante diferentes niveles de sismo. Los cuatro niveles de desempeño donde se podría encontrar la estructura corresponden a los siguientes presentados en la TABLA X.

TABLA X

NIVELES DE DESEMPEÑO SÍMICO

Nivel de desempeño	Daño	Descripción	Indicador
Totalmente Operativo (TO)	Despreciable	El edificio permanece funcional sin interrupciones tras el sismo.	
Operativo (O)	Leve	El edificio sufre daños menores, pero puede continuar usándose con limitaciones mínimas.	
Seguridad de Vida (SV)	Moderado	Se protege la vida de los ocupantes, aunque el edificio puede quedar inservible.	
Prevención de Colapso (PC)	Severo	Se evita el colapso total, aunque con daños severos e irreparables.	

En la Fig. 13 se definen los objetivos de desempeño sísmico aceptables e inaceptables para construcciones dependiendo del tipo de edificación (básica, esencial y de seguridad) y para cada nivel de amenaza sísmica.

El nivel de desempeño sísmico esperado para el edificio Hotel Dubai (construcción básica) para los diferentes tipos de sismos se observa a continuación.

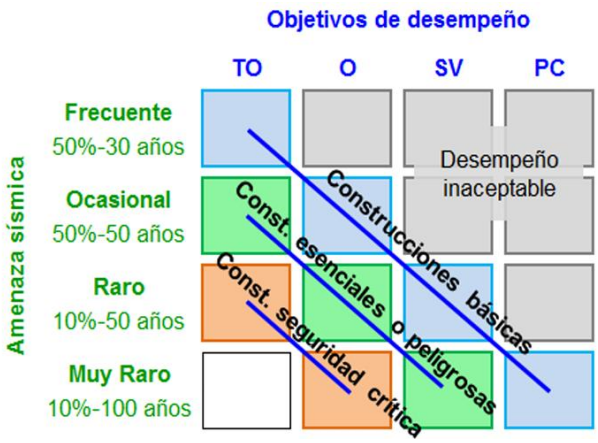


Fig. 13. Objetivos de desempeño sísmico VISION 2000

c) *Curva de Capacidad*

La aplicación del análisis no lineal Pushover se basa en determinar la curva de capacidad que servirá para determinar el nivel de desempeño sísmico de la estructura par cada nivel de amenaza.

Para generar la curva se aplican cargas laterales incrementales (generalmente en forma de distribución de fuerzas o un modo de vibración) hasta alcanzar el colapso o una condición límite en la edificación.

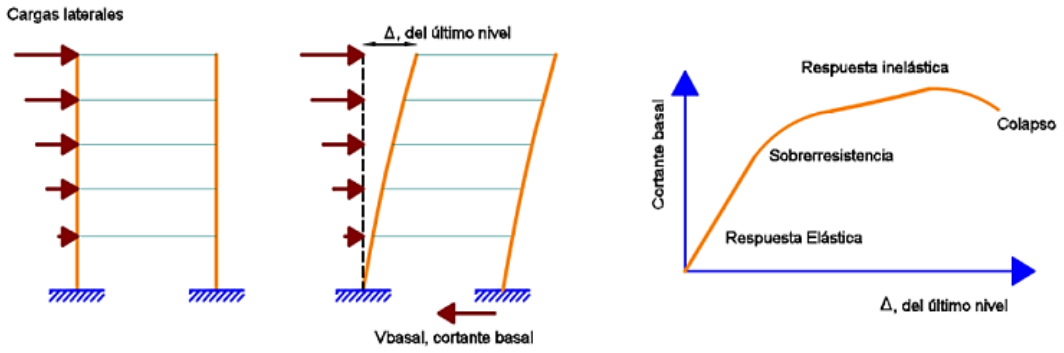


Fig. 14. Curva de capacidad

Su fundamento es observar cómo la edificación de estudio pasa del comportamiento elástico al inelástico, identificando puntos críticos, mecanismos de falla y el punto de desempeño. La curva se encuentra formada por cortante en la base de la edificación (V) y el desplazamiento lateral en el último nivel (Δ) como se muestra en la Fig. 14.

d) *Rótulas plásticas*

Son zonas específicas de los elementos estructurales (vigas y columnas) donde se concentran las deformaciones inelásticas (plásticas) cuando una estructura es sometida a cargas sísmicas intensas. En lugar de que toda la estructura se dañe, se espera que estas rótulas absorban la mayor parte de la energía mediante flexión o corte, permitiendo un comportamiento dúctil y controlado mostrado en la Fig. 15.

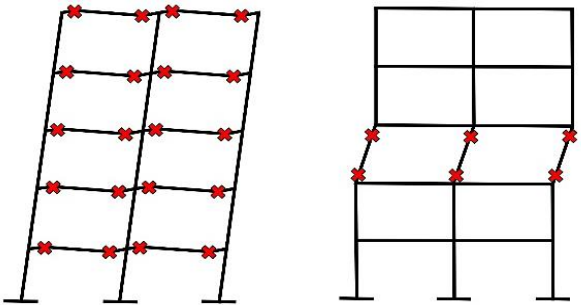


Fig. 15. Rótulas plásticas

- *Longitud de rotula plástica*

Las rótulas plásticas se asignan en los extremos de elementos de vigas y columnas. La longitud de las rotulas plásticas en el presente trabajo se calcula mediante las expresiones empíricas propuestas por Paulay y Priestley (1992), considerando tanto la geometría del elemento como las propiedades del acero.

La longitud de la rótula plástica en vigas y columnas se determina mediante:

$$L_p = 0.08 * L + 0.022 * d_b * fy_d \quad (57)$$

Donde,

L_p Longitud de rótula plástica (m)

L Longitud libre del elemento (m)

d_b Diámetro del acero (m)

fy_d Esfuerzo de fluencia del acero (MPa)

- *Parámetros de rótulas plásticas de elementos*

Los valores o condiciones para definir correctamente las rótulas en el software se obtienen de las tablas TABLA XI Y TABLA XII de la ASCE 41-13.

TABLA XI

PARÁMETROS DE MODELADO Y CRITERIOS NUMÉRICOS DE ACEPTACIÓN PARA PROCEDIMIENTOS NO LINEALES: VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

			Modeling Parameters[a]			Acceptance Criteria[a]		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
						Performance Level		
Conditions			*a*	*b*	*c*	IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure[b]								
$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$	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

TABLA XII

PARÁMETROS DE MODELADO Y CRITERIOS NUMÉRICOS DE ACEPTACIÓN PARA PROCEDIMIENTOS NO LINEALES: COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

			Modeling Parameters[a]			Acceptance Criteria[a]		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
						Performance Level		
Conditions			*a*	*b*	*c*	IO	LS	CP
Condition i.[b]								
$\frac{P}{A_g f'_c}$ [c]	$\rho=\frac{A_v}{b_w s}$							
≤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]								
$\frac{P}{A_g f'_c}$ [c]	$\rho=\frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d\sqrt{f'_c}}$ [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]								
$\frac{P}{A_g f'_c}$ [c]	$\rho=\frac{A_v}{b_w s}$							
≤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]								
$\frac{P}{A_g f'_c}$ [c]	$\rho=\frac{A_v}{b_w s}$							
≤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

En el caso de Vigas, para definir la rótula plástica en el software de acuerdo a la TABLA XI se debe determinar los valores a emplear basándose en 4 condiciones:

- *Condición 1*

Corresponde a un valor referente a la cuantía, determinada en base al área de acero real del elemento esta puede caer en el rango entre 0 y 0.50 o mayor a este valor.

$$\frac{\rho - p'}{\rho_b} \tag{58}$$

Donde,

ρ Cuantía de acero superior

ρ' Cuantía de acero inferior

ρ_b Cuantía balanceada

- *Condición 2*

Hace referencia al confinamiento de estribos en la zona de plastificación, puede ser conforme (C) o no conforme (NC).

$$s < \frac{d}{3} \quad \rightarrow \quad C \tag{59}$$

Donde,

s Espaciamiento de estribos

d Peralte del elemento

C Conforme

- *Condición 3*

El esfuerzo de corte generado por los estribos debe cumplir con el siguiente criterio, puede ser conforme (C) o no conforme (NC).

$$V_s > \frac{3}{4} V_u \quad \rightarrow \quad C \tag{60}$$

Donde,

V_s Resistencia a corte del acero

V_u Resistencia última al cortante o solicitante

C Conforme

- *Condición 4*

Corresponde a un valor referente al esfuerzo de corte, puede caer en el rango menor a 3, entre 3 y 6 o mayor a este valor.

$$\frac{V_u}{b * d * \sqrt{f'c}} \tag{61}$$

Donde,

V_u Cortante último o solicitante

b Base del elemento

d Peralte del elemento

$f'c$ Resistencia del hormigón

e) *Punto de desempeño sísmico*

Corresponde al nivel de daño que tendrá la edificación ante un sismo, para el presente proyecto se emplea el Método de los coeficientes de la ATC-40 adaptado y formalizado por la norma ASCE 41-13, el cual emplea la curva Pushover idealizada (bilineal) conformada por 2 tramos uno refleja el comportamiento elástico y el otro el plástico.

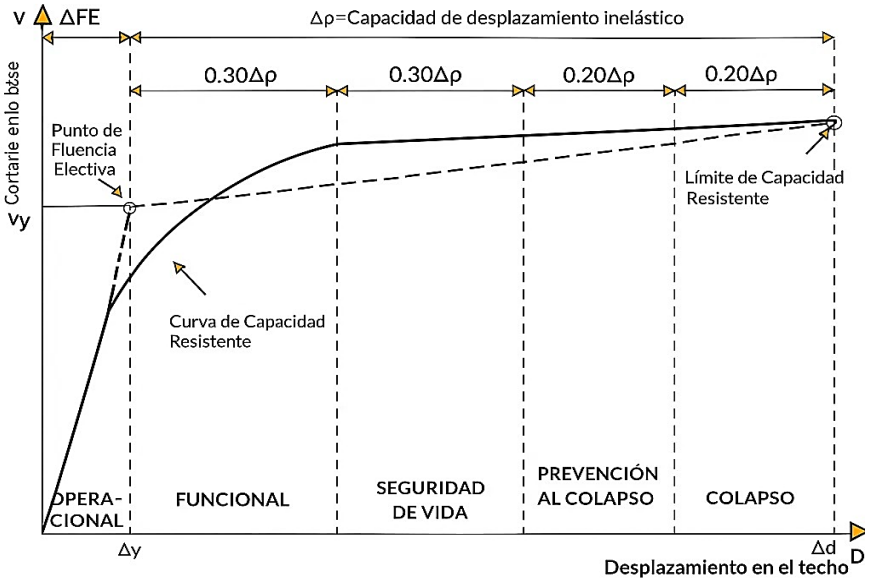


Fig. 16. Curva de capacidad bilineal

Mediante la linealización se puede determinar la energía disipada (área bajo la curva) por la estructura durante el sismo, Este enfoque permite comparar la demanda sísmica con la capacidad estructural y determinar el punto de desempeño sísmico, es decir el daño que la estructura sufrirá ante diferentes sismos como se evidencia en la Fig. 17.

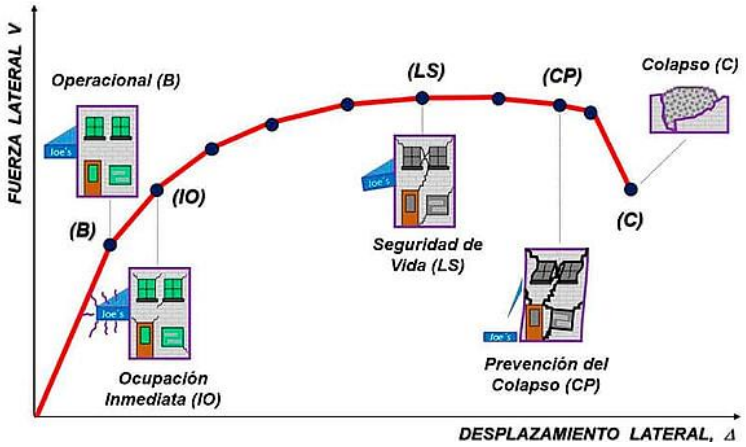


Fig. 17. Curva de capacidad con niveles de desempeño

El punto de desempeño donde se encuentre la estructura y en conjunto con los resultados del análisis lineal serán el punto de partida para determinar la mejor propuesta de reforzamiento.

C. FASE 3: PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

Con base en los análisis realizados y con el objetivo de mejorar el comportamiento del edificio ante eventos sísmicos**,** reduciendo su vulnerabilidad y asegurando un desempeño compatible con los objetivos de desempeño esperados, el tipo de reforzamiento propuesto corresponde a un reforzamiento a nivel de la estructura mediante muros de corte y a nivel de los elementos estructurales mediante encamisado metálico.

1) *Muros de corte*

Consiste en añadir elementos verticales de concreto armado como se muestra en la Fig. 18, con la finalidad de aumentar la rigidez lateral y mejorar la disipación de energía, son muy efectivos en estructuras con desplazamientos laterales excesivos o donde se requiere mejorar el comportamiento ante cargas sísmicas. Su ubicación y diseño deben ser cuidadosamente analizados para evitar problemas de torsión estructural y garantizar una distribución equilibrada de rigidez en ambos sentidos de análisis.

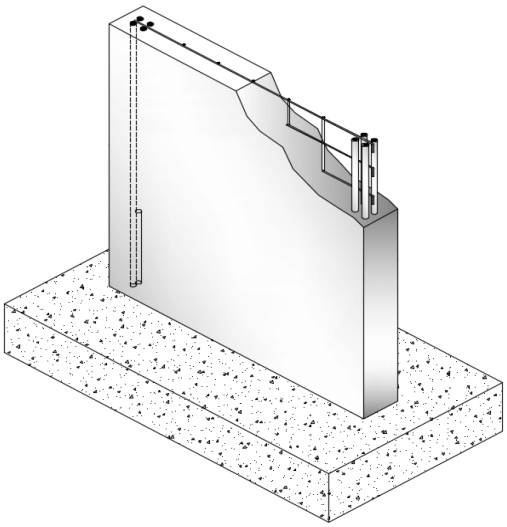


Fig. 18. Muro de corte

El diseño del muro de corte incluye los siguientes componentes:

a) *Diseño de cabezal*

- *Fuerza de Compresión*

La fuerza afecta al muro en un extremo debido a los esfuerzos de compresión se determina mediante:

$$F_c = \frac{P}{2} + \frac{Mu}{L - b1} \tag{62}$$

Donde,

F_c Fuerza de compresión

P Carga axial

Mu Momento último

Lw Longitud muro

$b1$ Ancho cabezal

- *Fuerza de Tensión*

La fuerza afecta al muro en el otro extremo debido a los esfuerzos de tensión se determina mediante:

$$F_T = \frac{P}{2} - \frac{Mu}{L - b1} \tag{63}$$

Donde,

F_T Fuerza de tensión

P Carga axial

Mu Momento último

Lw Longitud muro

$b1$ Ancho cabezal

- *Acero máximo a Compresión*

El área de acero máximo del muro sometido a compresión no debe sobrepasar el siguiente valor

$$As_{max} = 4\% * Ag \tag{64}$$

Donde,

As_{max} Área de acero máxima

- *Acero máximo a Tensión*

El área de acero máximo del muro sometido a tensión no debe sobrepasar el siguiente valor

$$As_{max} = 6\% * Ag \tag{65}$$

Donde,

As_{max} Área de acero máxima

- *Acero a Compresión*

El área de acero de la sección a compresión se obtiene mediante:

$$A_s = \frac{Pu - 0.85 * f'c * Ag}{fy} \tag{66}$$

Donde,

A_s Área de acero

Pu Carga axial última

$f'c$ Resistencia del hormigón a compresión

Ag Área del cabezal

fy Esfuerzo de fluencia del acero

- *Acero a Tensión*

El área de acero de la sección a tensión se obtiene mediante:

$$A_s = \frac{F_T}{fy} \tag{67}$$

Donde,

A_s Área de acero

F_T Fuerza de tensión

fy Esfuerzo de fluencia del acero

Se escoge el mayor valor de acero y se distribuyen en forma de varillas longitudinales confinada por estribos.

b) *Diseño a flexión*

- *Cuantía mínima*

La cuantía del refuerzo vertical en muros debe encontrarse ser como mínimo de 0.0025 para garantizar un comportamiento estructural adecuado.

$$\rho_{min} = 0.0025 \tag{68}$$

Donde,

ρ_{min} Cuantía mínima de acero

- *Área de acero*

El área de acero para un metro de longitud se determina con la cuantía propuesta siendo esta mayor o igual a la mínima.

$$As = \rho * 100 * t \tag{69}$$

Donde,

A_s Área de acero

ρ Cuantía de acero

t Espesor cabezal

- *Espaciamiento*

El espaciamiento de las varillas de refuerzo se determina mediante la ecuación:

$$s = Lw * \frac{As_{\emptyset}}{As} \tag{70}$$

Donde,

s Espaciamiento

Lw Longitud muro

$As_{\emptyset}$ Área varilla de acero

A_s Área de acero

Este espaciamiento no debe ser mayor a 3 veces el espesor del cabezal, o 45 cm.

c) *Diseño a corte*

Dentro del diseño a corte de igual manera el área y espaciamiento del acero a corte se determina de la misma forma que el acero a flexión.

- *Cortante nominal*

El cortante nominal que resiste el refuerzo por corte corresponde al determinado mediante la ecuación:

$$Vn = Av * (\alpha * \lambda * \sqrt{f'c} + \rho * fy) \tag{71}$$

Donde,

Vn Cortante nominal

Av Área de corte

α Coeficiente

$f'c$ Resistencia del hormigón a compresión

ρ Cuantía de acero

fy Esfuerzo de fluencia del acero

Se debe garantizar que el cortante nominal sea mayor al cortante solicitante o último para garantizar que el refuerzo que trabaja a corte sea capaz de resistir las fuerzas de corte.

$$V_n \geq V_u \tag{72}$$

Donde,

V_n Cortante nominal

V_u Cortante solicitante o último

2) *Encamisado metálico de columnas*

Incluye la adición de perfiles metálicos tipo ángulo ubicados en las esquinas de columnas y unidos entre sí mediante platinas horizontales, la sección compuesta proporciona una mayor ductilidad, es una solución de rápida ejecución, con menor interferencia en el uso de la edificación.



Fig. 19. Encamisado metálico de columna

Los parámetros a evaluar en el diseño de ángulo y platinas deben cumplir con los siguientes criterios:

a) *Pandeo local*

La relación ancho-espesor debe cumplir los criterios establecidos por la AISC 360-16 para que la sección no presente problemas de pandeo en las alas de los ángulos.

$$\lambda = \frac{b}{t} \tag{73}$$

Donde,

λ	Relación ancho-espesor
b	Ancho del ángulo
t	Espesor del ángulo

La sección debe ser compacta de acuerdo a los criterios normativos correspondiente al caso 3 para elementos a flexo compresión, por lo que debe cumplir:

$$\lambda < 0.45 * \sqrt{\frac{E}{fy}} \tag{74}$$

Donde,

λ	Relación ancho-espesor
E	Módulo de elasticidad del acero
fy	Esfuerzo de fluencia del acero

b) *Longitud libre*

La longitud libre es decir el espaciamiento de platinas a lo largo de la columna se obtiene mediante la ecuación:

$$\mathrm{L} = \frac{h}{n+1} \tag{75}$$

Donde,

h	Altura de entrepiso libre
n	Número de apoyos o platinas

c) *Esbeltez del ángulo*

La esbeltez de la sección debe cumplir alguna de las 2 condiciones empleando las ecuaciones de acuerdo al caso correspondiente.

Cuando

$$\frac{L}{r_x} \leq 75 \tag{76}$$

Emplear

$$\frac{K * L}{r_x} = 60 + 0.8 * \frac{L}{r_x} \tag{77}$$

Por otro lado cuando

$$\frac{L}{r_x} > 75 \tag{78}$$

Emplear

$$\frac{K * L}{r_x} = 45 + \frac{L}{r_x} \leq 200 \tag{79}$$

Donde

$\frac{K*L}{r_x}$	Esbeltez
L	Longitud libre
r_x	Radio de giro en x

d) *Cuantía de platinas*

La cuantía de las platinas debe satisfacer la insuficiencia de acero a corte en caso de necesitarla, o colocar la mínima a criterio.

$$cuant = \frac{l * e * 2}{b\ col * L} \tag{80}$$

Donde

$cuant$	Cuantía de la platina
e	Espesor de la platina

$b\ co$ Ancho de columna

L Longitud libre

Esta cuantía debe ser mayor a la cuantía faltante del acero transversal de la columna para garantizar un comportamiento adecuado de la sección.

$$cuant > cuant\ falt \tag{81}$$

$cuant$ Cuantía de la platina

$cuant\ falt$ Cuantía faltante

CAPÍTULO III.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN

I. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Los resultados del análisis del desempeño sísmico del edificio Hotel Dubai Ambato se encuentran organizados por fases. Estos resultados incluyen desde la recolección de datos para crear el modelo en el software de cálculo, los análisis ejecutados y verificados de acuerdo a la NEC-15, hasta la evaluación del comportamiento estructural frente a diferentes niveles de demanda sísmica llegando a determinar el punto de desempeño sísmico del edificio y planteando una propuesta de reforzamiento.

A. FASE 1: RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN Y EVALUACIÓN VISUAL DE LA EDIFICACIÓN

1) *Características de la edificación*

El edificio de estudio corresponde al Hotel Dubai Ambato construido en el año 2012, posee 6 niveles. La estructura está conformada por pórticos especiales sismorresistentes de hormigón armado. El inmueble tiene una función hotelera y comercial, con una altura de 19.72 m y un área de construcción de 2266.47 m^2.

TABLA XIII
NIVELES DEL EDIFICIO HOTEL DUBAI

Piso #	Nivel	Descripción	Uso	Área (m2)
1	-3.72	Planta Baja Social	Salón de eventos, cocina, baños, cabina DJ	361.16
2	+0.00	Planta Baja Recepción	Sala de espera, oficinas, recepción, habitaciones, cocina, comedor, baños	354.44
3	+3.60	Primer Nivel	Habitaciones, balcón	397.31
4	+6.70	Segundo Nivel	Habitaciones, balcón	397.31
5	+9.80	Tercer Nivel	Habitaciones, balcón	375.08
6	+12.90	Cuarto Nivel (Terraza)	Cuarto de máquinas, cuarto de lavado, bodega	381.17
Total				**2266.47**

2) *Planos de la edificación*

La documentación recopilada permitió contar con información técnica sobre la distribución espacial, sistema estructural y dimensiones de los elementos, lo cual fue fundamental para contrastar con los datos obtenidos en los ensayos de campo y para desarrollar con precisión el modelo estructural del edificio.

a) *Planos arquitectónicos*

De manera representativa a continuación se muestran 2 plantas del edificio correspondientes al Nv.+0.00, Nv.+3.60 con la distribución de espacial de los ambientes, disposición de paredes, accesos y elementos arquitectónicos principales. Los detalles completos de las plantas arquitectónicas se encuentran en la sección de ANEXOS.

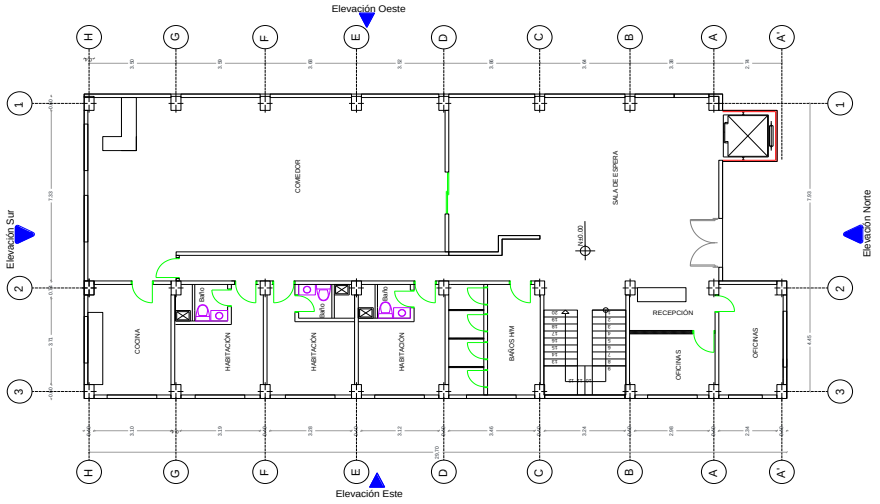


Fig. 20. Planta baja recepción (Nv.+0.00)

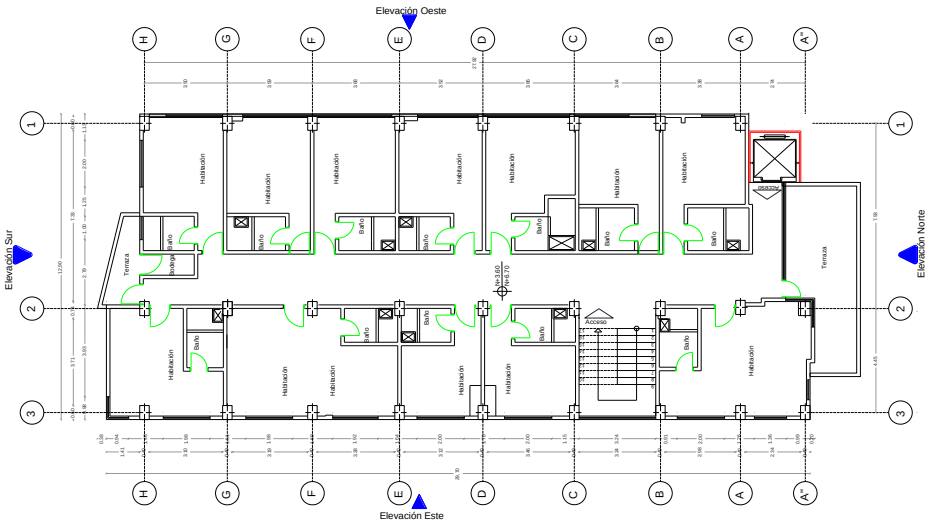


Fig. 21. Nivel 1 (Nv.+3.60)

b) *Planos estructurales*

En la Fig. 22 se muestran de manera representativa el detalle estructural de la losa y vigas del Nv.+3.60 con su armadura correspondiente, ubicación, dimensiones y marcas. Esta información es relevante ya que permite conocer el sistema estructural completo a ser levantado y verificado en campo. Los planos completos se encuentran en la sección ANEXOS.

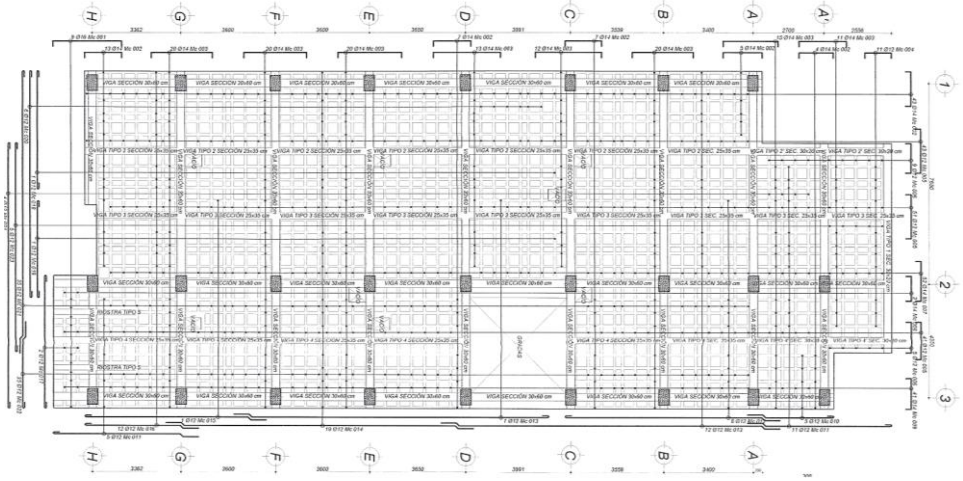


Fig. 22. Armado de losa Nv.+3.60

3) *Estudio de suelos*

El informe incluye los resultados del ensayo SPT de 3 sondeos ejecutados en diferentes puntos dentro del área de construcción del edificio, el documento completo se muestra en la sección de ANEXOS y contiene información del tipo de estratos, ángulo de fricción interna, la capacidad portante del suelo y el número de golpes por capa. Este último parámetro es fundamental para la caracterización del suelo y para el análisis estructural sísmico del edificio.

a) *Tipo de suelo*

En la TABLA XIV se muestra los resultados generales de los 3 sondeos del ensayo de SPT ejecutados en el sitio donde se encuentra el edificio Hotel Dubai Ambato.

TABLA XIV

RESULTADOS ENSAYO SPT

Ensayo SPT	
# SPT	N (Golpes)
1	48.7
2	49.8
3	51.2
N Promedio	49.9

De acuerdo a la TABLA XV correspondiente a la NEC-SE-DS, se obtuvo el tipo de suelo acuerdo al número de golpes del ensayo de SPT, se tiene un valor de $N = 49.9$ golpes correspondiente a un suelo tipo D ($50 > N \geq 15$) con tendencia a ser un suelo tipo C por encontrarse al límite del rango. De esta forma, de manera conservadora se escoge el suelo más crítico correspondiente a suelo Tipo D para la edificación de estudio.

TABLA XV

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 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 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 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 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	

	F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.

Esta información se corroboró de manera rápida con el mapa de clasificación de los suelos de la ciudad de Ambato desde el punto de vista sísmico realizado por parte de Aguilar y Rivas en el 2018 como parte de un estudio de microzonificación sísmica que se llevó a cabo ejecutando ensayos de SPT en diferentes puntos de la ciudad.

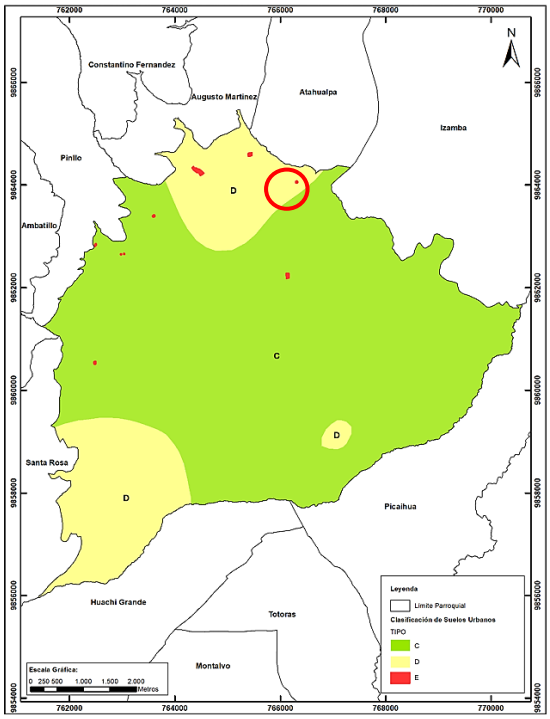


Fig. 23. Mapa de microzonificación sísmica de Ambato

En la Fig. 23 se comprueba que para la zona de estudio le corresponde un suelo tipo D con tendencia a ser tipo C, por lo que la categorización de acuerdo al ensayo SPT es confiable.

4) *Ensayo esclerométrico*

Se realizó el ensayo esclerométrico en los elementos de hormigón del edificio, incluyendo columnas, vigas y losas, conforme a las disposiciones de la norma ASTM C805.



Fig. 24. Ensayo esclerométrico en viga y losa Nv.+3.60

Los resultados del ensayo para cada elemento se muestran en la sección ANEXOS. Sin embargo, a continuación, se muestra el tratamiento de datos para una muestra correspondiente a la viga del Nv+3.60, partiendo del número de rebote Q se determinó el valor de la resistencia del hormigón f'c.

TABLA XVI

ENSAYO ESCLEROMÉTRICO VIGA NV.+3.60

Elemento	**N. Punto**	**Q**	**Variación del promedio**
VIGA	1	40	-5.55
	2	47.5	1.95
	3	45	-0.55
	4	41	-4.55
	5	47.5	1.95
	6	50.5	4.95
	7	42	-3.55
	8	48	2.45
	9	51	5.45
	10	43	-2.55
	Promedio Q	45.55	
	f'c	247	kg/cm^2

- *Promedio de datos*

Partiendo del conjunto de datos se obtiene la media o promedio del número de rebote empleando la ecuación descrita.

$$\bar{Q} = \frac{\sum Q}{n}$$

$$\bar{Q} = \frac{40 + 47.5 + 45 + 41 + 47.5 + 50.5 + 42 + 48 + 51 + 43}{10}$$

$$\bar{Q} = 45.55$$

- *Valores admisibles*

El rango de valores admisibles del número de rebote no debe variar en más de 6 unidades de la media.

$$Q\ adm = \bar{Q} \pm 6$$

$$Q\ adm = 45.55 \pm 6$$

$$Q\ adm = 39.55\ a\ 51.55$$

Los valores admisibles son aquellos entre 39.55 y 51.55, se verifica y todos los valores de esta muestran cumplen con este criterio, por lo que no es necesario desechar ningún valor.

- *Correlación entre el número de rebote y la resistencia a compresión*

Con el valor de $\bar{Q}$ y mediante la curva de correlación recomendada por la marca Proceq mostrada en la Fig. 25 se obtiene el valor de f'c para esta muestra.

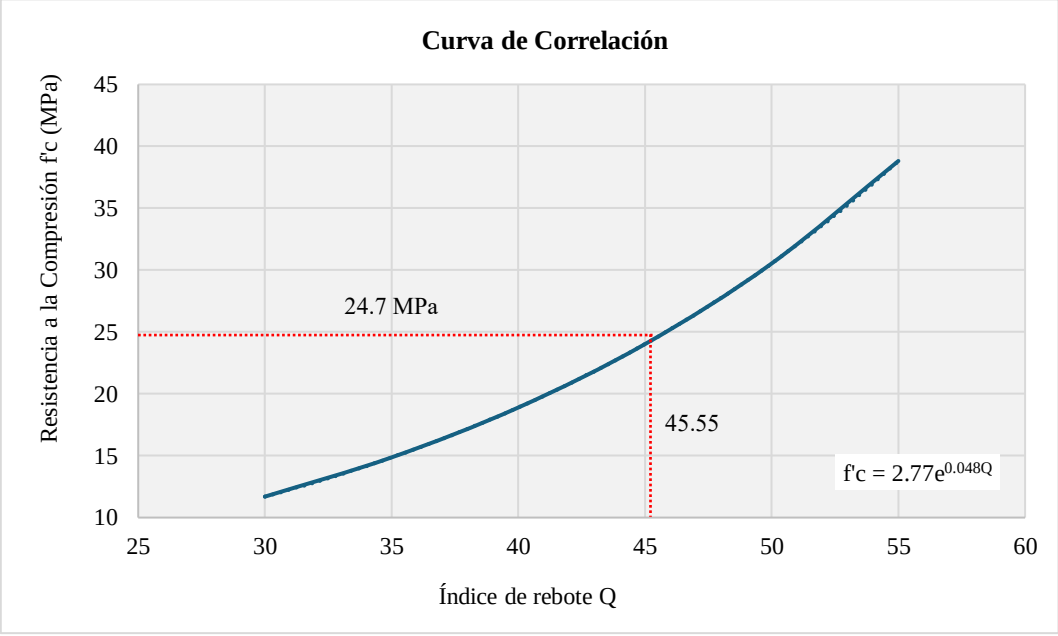


Fig. 25. Curva de correlación

Para un $Q = 45.55$, de la gráfica se obtiene un $f'c = 24.7\ MPa = 247\ kg/cm^2$ para la viga.

A continuación, en la TABLA XVII se muestra los resultados generales de la resistencia a compresión del hormigón de cada elemento por cada nivel de la edificación, existen pisos donde no fue posible realizar el ensayo por disposiciones del dueño del inmueble por lo que no se toma en consideración esos datos.

TABLA XVII

CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO

Nivel	Elemento	$f'c$ (kg/cm^2)
Primer Nivel (Nv+3.60)	Columna	203
	Viga	247
	Losa	235
Segundo Nivel (Nv+6.70)	Columna	218
	Viga	205
	Losa	242
Tercer Nivel (Nv+9.80)	Viga	234
	Losa	238
Cuarto Nivel (Nv+12.90)	Columna	228
$f'c$ Promedio		228

De los ensayos realizados y empleando la curva de correlación se obtuvo un promedio general final de $f'c$ =228 kg/cm^2, un valor mayor al especificado en los planos estructurales de 210 kg/cm^2, sin embargo, de manera conservadora se toma el valor de 210 kg/cm^2 para los elementos de hormigón.

5) *Acero de refuerzo*

En cuanto al acero de refuerzo, se tomó el valor del esfuerzo de fluencia directamente de las especificaciones de los planos estructurales, donde se especifica el esfuerzo de fluencia.

$$fy = 4200 \frac{kg}{cm^2} \quad \rightarrow \text{refuerzo longitudinal}$$

$$fy = 2800 \frac{kg}{cm^2} \quad \rightarrow \text{estribos}$$

6) *Levantamiento estructural del edificio*

Del levantamiento estructural ejecutado en campo se obtuvo las dimensiones de los elementos estructurales, se verificó y complementó con las dimensiones y detalles indicados en los planos estructurales. En la TABLA XVIII se evidencia los resultados.



Fig. 26. Medición columna y verificación de armadura

TABLA XVIII

PARÁMETROS EVALUADOS EN EL LEVANTAMIENTO

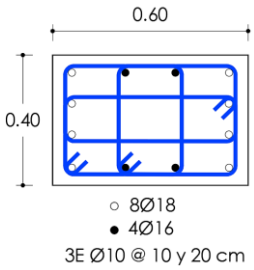
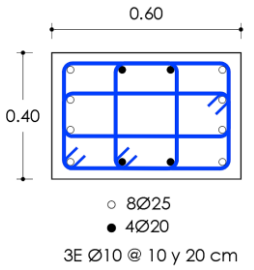
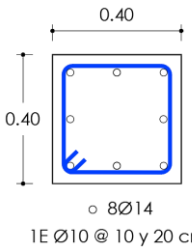
Levantamiento	**Coincidencia con planos**	**Observación**
Distancia entre ejes	SI	
Alturas de entrepiso	SI	
Dimensiones de elementos	SI	
Armadura de elementos	SI	Varillas visibles en la terraza del edificio.
Ubicación de gradas	NO	Situada desde el piso 2 y en otra ubicación.
Número de pisos	NO	Adición de 1 piso para cuartos de bodega y de máquinas en la terraza.

a) *Columnas*

El sistema estructural cuenta con columnas de 60x40 cm mayoritariamente y pocas columnas de 40x40 cm en la terraza del edificio, a continuación, se muestra los detalles de cada elemento en la TABLA XIX.

TABLA XIX

DIMENSIONES Y ARMADURA DE COLUMNAS

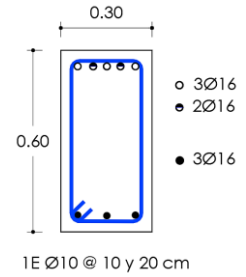
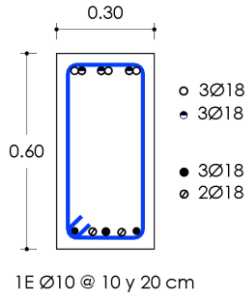
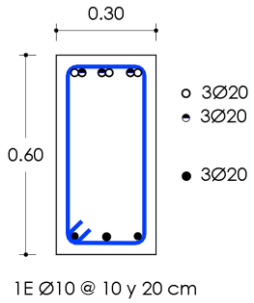
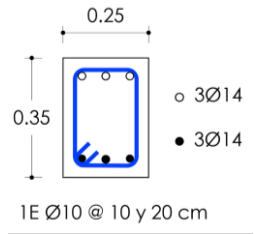
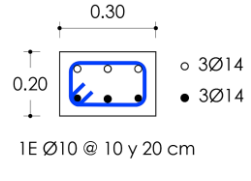
Elemento	Cantidad	Ubicación	Dimensión (cm)	Armadura
C1	20	*Nivel:* Nv -5.52 al Nv +12.90 m *Ejes:* 1(A, B, C, D, H) 2(A', A, B, C, D, E, F, G, H) 3(A', A, B, C, D, H)	60 x 40 rec = 2.5 cm	
C2	6	*Nivel:* Nv -5.52 al Nv +12.90 m *Ejes:* 1(E, F, G) 3(E, F, G)	60 x 40 rec = 2.5 cm	
C3	16	*Nivel:* Nv ±0.00 al Nv +3.60 y Nv +12.90 al Nv +16.00 *Ejes:* 2(A', A, B, C, D, E, F, G, H) 3(A', A, B, C, D, E, F, G, H)	40 x 40 rec = 2.5 cm	

b) *Vigas*

El edificio cuenta con un sistema de vigas principales de 30x60 cm y vigas secundarias de 25x35 cm, además de pocas vigas de borde de 30x20 cm situadas en un balcón y mostradas a continuación en la TABLA XX.

TABLA XX

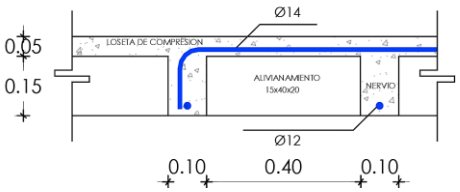
DIMENSIONES Y ARMADURA DE VIGAS

Elemento	Ubicación	Dimensión (cm)	Armadura
V1	*Nivel:* Nv ± 0.00, Nv +3.60, Nv +6.70 Nv + 9.80, Nv +12.90 m *Ejes:* 1, 2, 3	30 x 60 rec = 2.5 cm	
V2	*Nivel:* Nv ± 0.00, Nv +3.60, Nv +6.70 Nv + 9.80, Nv +12.90 m *Ejes:* A, H	30 x 60 rec = 2.5 cm	
V3	*Nivel:* Nv ± 0.00, Nv +3.60, Nv +6.70 Nv + 9.80, Nv +12.90 m *Ejes:* B, C, D, E, F, G	30 x 60 rec = 2.5 cm	
VS	*Nivel:* Nv ± 0.00, Nv +3.60, Nv +6.70 Nv + 9.80, Nv +12.90, Nv +16.00 *Ejes:* Paralela a Eje 1, 2, 3	25 x 35 rec = 2.5 cm	
VB	*Nivel:* Nv +3.60 *Ejes:* Borde Terraza	30 x 20 rec = 2.5 cm	

c) *Losa alivianada*

Corresponde a una losa alivianada de 20 cm de espesor para cada uno de los pisos de la estructura, en la TABLA XXI se muestran los detalles.

TABLA XXI
DIMENSIONES Y ARMADURA DE LOSAS

Elemento	Ubicación	Dimensión (cm)	Armadura
LOSA	*Nivel:* Nv ± 0.00, Nv +3.60, Nv +6.70 Nv +9.80, Nv +12.90, Nv +16.00 m	e = 20 cm	

7) *Evaluación visual del edificio*

La aplicación de los formularios de FEMA P-154 y NEC-2015, permitieron identificar de forma preliminar el nivel de vulnerabilidad sísmica de la edificación. La recolección de datos en campo, como el tipo de sistema estructural, presencia de irregularidades y características del suelo, proporcionó una primera aproximación del estado actual del inmueble.

a) *Evaluación visual FEMA P-154*

En la TABLA XXIII se muestra los datos recopilados en la evaluación visual ejecutada en campo, el tipo de sistema estructural es de pórticos de hormigón armado y de acuerdo a esta clasificación se obtuvo los valores para determinar el factor SL1 que permite compáralo con el factor Smin para determinar el grado de vulnerabilidad.

$$SL1 = PB + MI + MC + MS$$

$$SL1 = 1 - 0.7 + 0 + 0$$

$$SL1 = 0.3$$

De la TABLA XXIII se obtiene el valor $Smin = 0.3$, por lo que:

$$SL1 = Smin$$

El valor SL1= 0.3 es igual Smin= 0.3 por lo que en base a la TABLA XXII el grado de vulnerabilidad sísmica del edificio es de Mediana vulnerabilidad.

TABLA XXII

GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA FEMA P-154

Puntaje Final	**Consideración**	**Selección (marcar con x)**
Nivel 1 SL1 < Smin	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial	
Nivel 1 SL1 = Smin	Mediana vulnerabilidad	X
Nivel 1 SL1 > Smin	Baja vulnerabilidad	

Esta mediana vulnerabilidad sísmica indica que el edificio presenta ciertas deficiencias estructurales o características de diseño que podrían hacerlo moderadamente susceptible a daños durante un sismo fuerte, por lo que es necesario evaluarlo más detalladamente mediante el análisis en software ejecutado más adelante.

En la TABLA XXIII mostrada a continuación se muestra la avaluación visual FEMA P-154 ejecutada.

TABLA XXIII

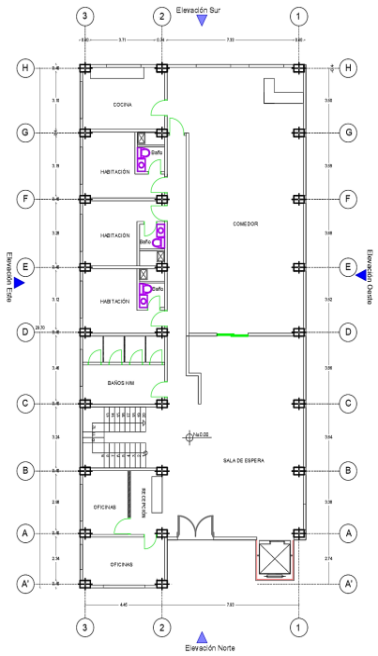
FORMULARIO DE DETECCIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA EDIFICACIONES FEMA P-154

Anexo 1. FORMULARIO DE DETECCIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA EDIFICACIONES — **Nivel 1**

Formulario de recopilación de datos con base al FEMA P-154 — **Muy alta sismicidad**

100 FOTOGRAFIA Y ESQUEMA DEL INMUEBLE





101	**DATOS EDIFICACIÓN**					
102	Nombre de la Edificación:	HOTEL DUBAI AMBATO				
103	Dirección:	Av. Indoámerica, frente a la Ecuatoriana de Motores				
104	Sitio de referencia:	Junto a Parqueadero	105	Código Postal		
106	Tipo de uso:	Hotel				
107	Latitud:		108	Longitud:		
107A	Zona: 17 M 107B Norte:	9863877.91 m	108A	Este:	766013.29 m	
109	Ss:	1.2	110	S1:	0.82	
111	**DATOS DEL PROFESIONAL**					
112	Nombre del evaluador:	Edison Chimborazo				
113	Cédula del evaluador	1850332592	115	Fecha	28/03/2025	
114	Registro SENESCYT		116	Hora:	17:30	
117	**DATOS CONSTRUCCIÓN**					
118	**Numero de Pisos:**					
119	Sobre el Suelo	6	120	Bajo el Suelo		
121	Año de construcción:	2012	122	Area de Construcción	2115.05 m2	
123	Código Año:	CEC-2000	124	Año(s) Remodelación:	2019 y 2020	
124	Adiciones: Ninguna		SI X	125	Número de Predio	
				126	Clave Catastral	01112010005000

200	**OCUPACION:**														
201	Asambleas		Comercial		Servicio de Emergencia										
202	Industria		Oficina		Educación										
203	Utilidad		Alamacén		Residencial #		X								
203A	Histórico		Albergue		Público										
204	**TIPO DE SUELO:**														
204A		A		B		C	X	D		E		F		DNK	
204B		Roca		Roca		Suelo	Suelo		Suelo		Suelo		Si DNK,		
204C		Dura		Débil		Denso	Duro		Blando		Pobre		ASumir tipo D		
205	**RIESGOS GEOLÓGICOS**														
206	Licuefaccion:			Deslizamiento:				Ruptura de Superficie:							
206A	SI			SI				SI							
206B	NO	X		NO	X			NO	X						
206C	DNK			DNK				DNK							

207 Adyacencia

207A X Golpes — 207B X Peligro de caída del Edificio Adyacente

208 Irregularidades:

208A X Elevación (Tipo/severidad) — Columna corta en fachada lateral (más crítica)

208B X Planta (Tipo) — Irregularidad por adición de una construcción adyacente sin su respectiva junta de construcción

209 Peligro de Caída Exteriores

209A		Chimeneas sin soporte lateral	209D	Apéndices
209B		Reves. Pesado o de chapa de madera pesada	209E	Parapetos
209C		Otros		

210 COMENTARIOS

El edificio sufrió algunas modificaciones:

Ampliación en la fachada frontal por la adición de un ducto en estructura metálica para ascensor realizado en el año 2019

Adición de un nuevo nivel y construcción de una casa de 2 plantas adyacente al hotel realizado en el año 2020

☐ **Dibujos o comentarios en una página aparte**

300 TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

301	Porticos de Madera Livianos viviendas multifamiliares de uno a 2 pisos	W1		309	Pórtico Hormigón Armado	C1	X
302	Porticos de madera Livianos múltiples unidades, multiples pisos para edificios residenciales con áreas en planta en cada piso de más de 300m2	W1A		310	Pórtico H. Armado con muros de corte	C2	
303	Porticos de madera para edificios comerciales e industriales con un area de piso mayor a 500m2	W2		311	Pórtico H. Armado con mampostería de relleno sin refuerzo	C3	
304	Pórtico Acero Laminado (Portico Resistente a Momento)	S1		312	Losas Prefabricada de Hormigón (Tilt-up)	PC1	
305	Pórtico Acero Laminado con diagonales	S2		313	Portico de H. Armado prefabricados	PC2	
306	Pórtico Acero Liviano o Conformado en frio	S3		314	Edificios de mampostería reforzada con diafragmas flexibles	RM1	
307	Pórtico Acero Laminado con muros estructurales hormigón	S4		315	Edificios de mampostería reforzada con diafragmas rigidos	RM2	
308	Pórtico Acero con paredes de mampostería de bloque	S5		316	Edificios de Mampostería no reforzada	URM	
				317	Vivienda prefabricada	MH	

400	PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL NIVEL 1, SL1																
										TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL							
401	PARÁMETROS CALIFICATIVOS DE LA ESTRUCTURA (TIPO DE EDIFICIO FEMA)	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URM ING)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM INF)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH
402	**PUNTAJE BÁSICO**	**2.1**	**1.9**	**1.8**	**1.5**	**1.40**	**1.6**	**1.4**	**1.2**	**1**	**1.2**	**0.9**	**1.1**	**1**	**1.1**	**1.1**	**0.9**	1.1
403	**IRREGULARIDADES**																	
403A	Irregularidad vertical Grave,VL1	-0.9	-0.9	-0.9	-0.8	-0.7	-0.8	-0.7	-0.7	-0.7	-0.8	-0.6	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	NA
403B	Irregularidad vertical Moderada,VL1	-0.6	-0.5	-0.5	-0.4	-0.4	-0.5	-0.4	-0.3	-0.4	-0.4	-0.3	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.3	NA
404C	Irregularidad en planta, PL1	-0.7	-0.7	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.4	-0.4	-0.5	-0.3	-0.5	-0.4	-0.4	-0.4	-0.3	NA
405	**CODIGO DE LA CONSTRUCCIÓN**																	
405A	Pre-código moderno (construido antes de 2001) o auto construcción	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.2	-0.3	-0.2	-0.1	-0.1	-0.2	0	-0.2	-0.1	-0.2	-0.2	0	0
405B	Construido en etapa de transición (desde 2001 pero antes de 2015)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
405C	Post código moderno (construido a partir de 2015)	1.9	1.9	2	1	1.1	1.1	1.5	NA	1.4	1.7	NA	1.5	1.7	1.6	1.6	NA	0.5
406	**SUELO**																	
406A	Suelo Tipo A o B	0.5	0.5	0.4	0.3	0.3	0.4	0.3	0.2	0.2	0.3	0.1	0.3	0.2	0.3	0.3	0.1	0.1
406B	Suelo Tipo D	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
406C	Suelo Tipo E (1-3Pisos)	0	-0.2	-0.4	-0.3	-0.2	-0.2	-0.2	-0.1	-0.1	-0.2	0	-0.2	-0.1	-0.2	-0.2	0	-0.1
406D	Tipo de suelo E (>3 Pisos)	-0.4	-0.4	-0.4	-0.3	-0.3	NA	-0.3	-0.1	-0.1	-0.3	-0.1	NA	-0.1	-0.2	-0.2	0	NA
407	Puntaje Mínimo	**0.7**	**0.7**	**0.7**	**0.5**	**0.5**	**0.5**	**0.5**	**0.5**	**0.3**	**0.3**	**0.3**	**0.2**	**0.2**	**0.3**	**0.3**	**0.2**	**1**
408	**PUNTAJE FINAL NIVEL 1,SL1 > SMIN**								**1 - 0.7 + 0 + 0 =**	**0.3**								

500 GRADO DE REVISIÓN

501 Exterior:
☐ Parcial ☒ Todos los Lados ☐ Aereo

502 Interior:
☐ Ninguno ☒ Visible ☐ Completo

503 Planos revisados: ☒ Sí ☐ No

504 Fuente del Tipo de suelo: Estudio de suelos

505 Fuente del Peligro Geológico:

506 Personas de Contacto: Sr. Jorge Veloz

Celular:

Correo:

600 OTROS RIESGOS:

Hay peligro que ameriten una evaluación estructural detallada?

601 ☐ Golpeo Potencial (a menor que SL2>limite, si es conocido)

602 ☐ Riesgo de caída de edificios adyacentes más altos

603 ☐ Riesgo geológico o tipo de Suelo F

604 ☐ Daño significativo/deteriorodel sistema estructural

700 ACCIÓN REQUERIDA:

Requiere evaluación estructural detallada?

701 ☐ Si, tipo de edificación FEMA desonocido u otro edificio

702 ☐ Si, puntaje menor que el limite

703 ☐ Si, otros peligros presentes

704 ☐ NO

Evaluación no estructural detallada recomendada? (marque con una x)

705 ☐ Si, peligros no estructurales identificados que deben ser evaluados

706 ☐ No, existen peligros no estructurales que requieren mitigación, pero no necesita una evaluación detallada

707 ☐ No, no se identifican peligros no estructurales

708 ☐ DNK= no conoce

Cuando los datos no pueden ser verificados, el inspector deberá anotar lo sigueinte: EST=Estimado o dato no fiable O DNK= No conoce

800 OBSERVACIONES:

FIRMA RESPONSABLE EVALUACION

b) *Evaluación visual NEC-15*

De similar manera tras la aplicación de la evaluación visual NEC-15 mostrada en la TABLA XV se obtuvo el tipo de sistema de pórticos de hormigón armado y de acuerdo a esta clasificación se obtuvo los valores para determinar S.

$$S = PB + MA + MI + MC + MS$$

$$S = 2.5 + 0.4 - 1.5 + 1.4 - 0.6$$

$$S = 2.2$$

La evaluación proporciona un $Smin = 2.5$, por lo que:

$$2.0 < S < 2.5$$

El valor S = 2.2 se encuentra en el rango de 2.0 a 2.5 por lo que en base a la TABLA XXIV el grado de vulnerabilidad sísmica del edificio es de Media vulnerabilidad.

TABLA XXIV
GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA NEC-15

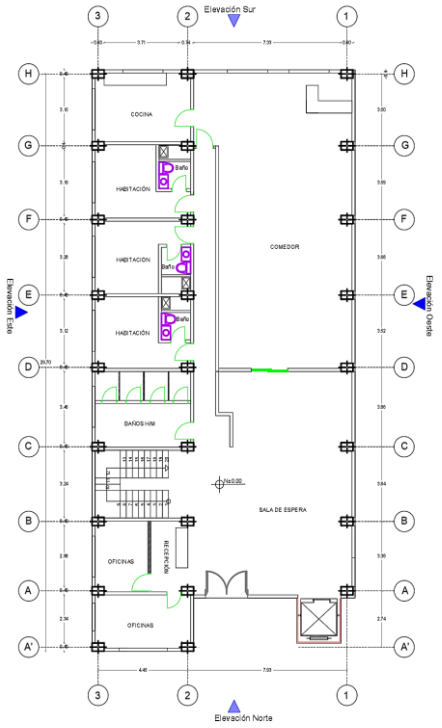
Grado de vulnerabilidad sísmica	
S < 2.0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial
2.0 < S < 2.5	Media vulnerabilidad
S > 2.5	Baja vulnerabilidad

A continuación, en la TABLA XXV se muestra la evaluación visual NEC-15 ejecutada que proporciona el grado de vulnerabilidad antes descrito.

TABLA XXV

EVALUACIÓN VISUAL DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES NEC-15

EVALUACIÓN VISUAL DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES



DATOS DE EDIFICACIÓN			
Dirección:	Av. Indoámerica, frente a la Ecuatoriana de		
Nombre de la edificación:	HOTEL DUBAI AMBATO		
Sitio de referencia:	Junto al Parqueadero		
Tipo de uso:	Hotel	Fecha de Evaluación:	28/03/2025
Año de construcción:	2012	Año de remodelación:	2019 y 2020
Área de construcción m2:	2115.05	Numero de pisos:	6
DATOS DEL PROFESIONAL			
Nombre del evaluador:	Edison Chimborazo		
C.I.	1850332592		
Registro SENESCYT:			

Fotografía:



TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL					
Madera	W1	Pórtico Hormigón Armado	C1	Pórtico acero laminado	S1
Mampostería sin refuerzo	URM	Portico H. Armado con muros estructurales	C2	Pórtico acero laminado con diagonales	S2
Mampostería reforzada	RM	Portico H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo	C3	Pórtico acero doblado en frío	S3
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX			Portico acero laminado con muros	S4
		H. Armado prefabricada	PC	Pórtico acero con paredes mampostería	S5

PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S													
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5
Puntaje básico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2
ALTURA DE EDIFICACIÓN													
Baja altura (menor a 4 pisos)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8
IIREGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN													
Irregularidad vertical	-2.5	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
CÓDIGO DE LA CONSTRUCCIÓN													
Pre-código (construido antes 1977) o auto construcción	0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1	-0.2	-0.8	-1	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2
Construido en etapa de transición (entre 1977-2001)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Post código moderno (construido a partir del 2001)	1	N/A	2.8	1	1.4	2.4	1.4	1	1.4	1.4	1	1.6	1
TIPO DE SUELO													
Tipo de suelo C	0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4
Tipo de suelo D	0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4
Tipo de suelo E	0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8
PUNTAJE FINAL, S	**2.5 + 0.4 - 1.5 + 1.4 - 0.6**				2.2								

GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA			
S < 2.0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial		
2.0 < S < 2.5	Media vulnerabilidad	X	
S > 2.5	Baja vulnerabilidad		Firma responsable de evaluación

OBSERVACIONES.-

El edificio presenta irregularidad en planta y elevación (más crítica)

El edificio sufrió algunas modificaciones:

Ampliación en la fachada frontal por la adición de un ducto en estructura métalica para ascensor realizado en el año 2019

Adición de un nuevo nivel y construcción de una casa de 2 plantas adyacente al hotel realizado en el año 2020

B. FASE 2: DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA

En esta fase se modeló la estructura en el software de cálculo estructural, se definieron propiedades, cargas y combinaciones según la NEC-15. Se ejecutó el análisis lineal (estático y dinámico), se verificaron elementos estructurales como vigas y columnas, comprobando dimensiones, cuantías y áreas de acero conforme al diseño sismorresistente. De igual manera se realizó el análisis estático no lineal (Pushover) evaluando el comportamiento sísmico del edificio para las diferentes demandas sísmicas y determinado el punto de desempeño sísmico.

1) *Análisis estático y dinámico lineal*

a) *Materiales*

Inicialmente se definió las propiedades reales de los materiales obtenidas de los ensayos previo.

- *Hormigón*

El módulo de elasticidad del hormigón se determinó mediante la ecuación correspondiente y para definir la resistencia a compresión se utilizó el valor obtenido del ensayo esclerométrico.

$$E = 189837.04\ kg/cm^2$$

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

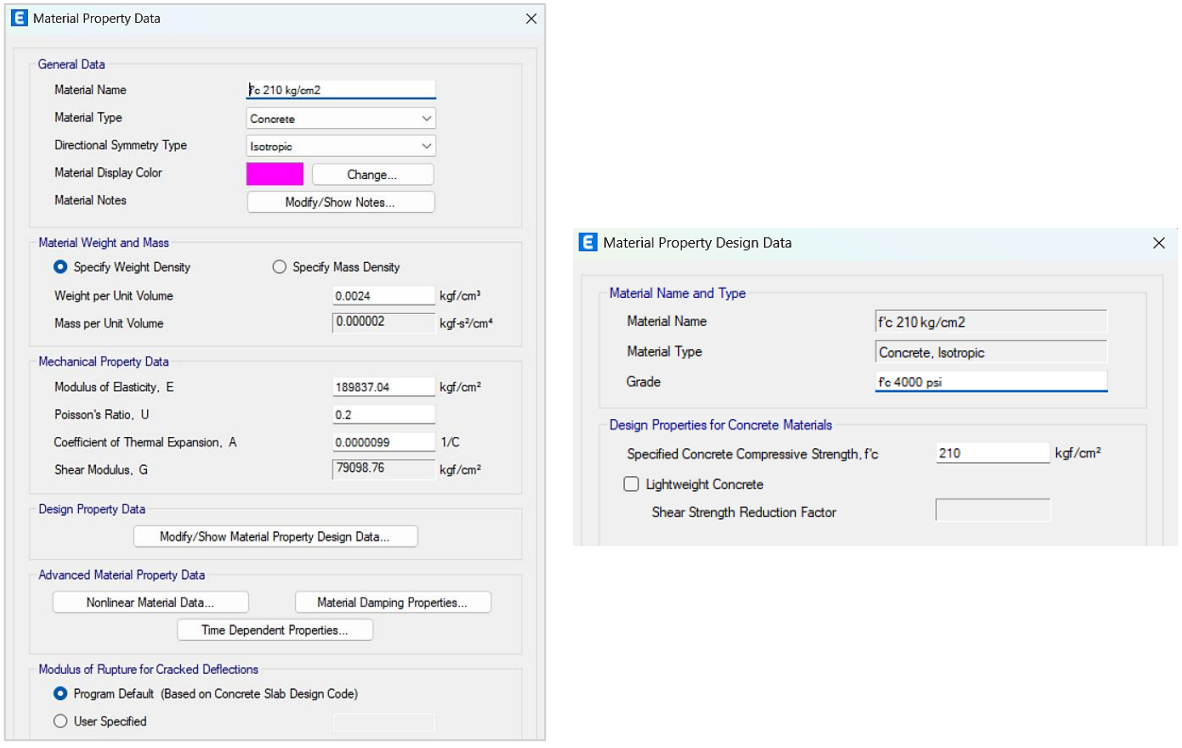


Fig. 27. Propiedades del Hormigón

- *Acero*

Las propiedades del refuerzo longitudinal y transversal corresponden a las especificadas en los planos estructurales y presentados en la Fig. 28.

- *Acero longitudinal*

$E = 2.1 * 10^6\ kg/cm^2$

$fy = 4200\ kg/cm^2$

$fu = 6300\ kg/cm^2$

- *Acero transversal (estribos)*

$E = 2.1 * 10^6\ kg/cm^2$

$fy = 2800\ kg/cm^2$

$fu = 4200\ kg/cm^2$

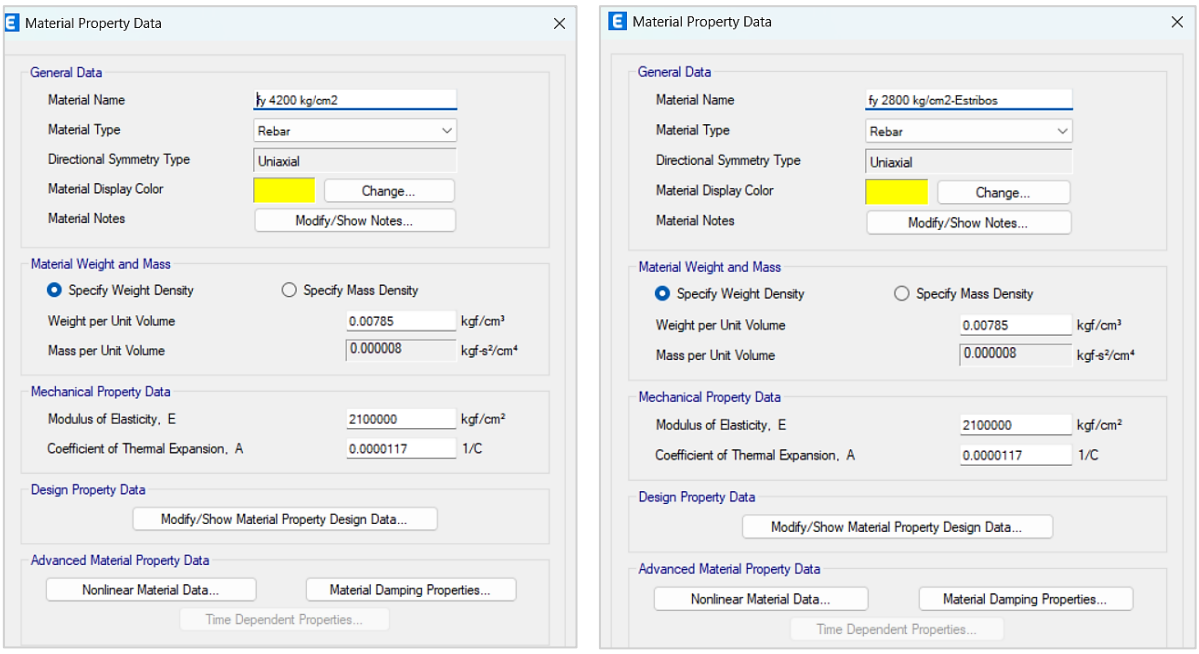


Fig. 28. Propiedades del Acero

2) *Secciones de elementos*

Se definieron inercias agrietadas y dimensiones de los elementos estructurales, incluyendo la cantidad y distribución del acero de refuerzo real con el que cuentan.

- *Inercias agrietadas*

Para los elementos estructurales se aplicó factores de reducción para representar el estado real de la sección asemejando que no trabajan a su inercia completa, además la NEC-15 establece que para el control de derivas es necesario agrietar inercias.

$$I_g = 0.8 \rightarrow \text{Columnas}$$

$$I_g = 0.5 \rightarrow \text{Vigas}$$

- *Columnas*

El edificio cuenta con 3 tipos de columnas, en la Fig. 29 se muestra el ingreso de datos para columna tipo C1 de 60x40 cm.

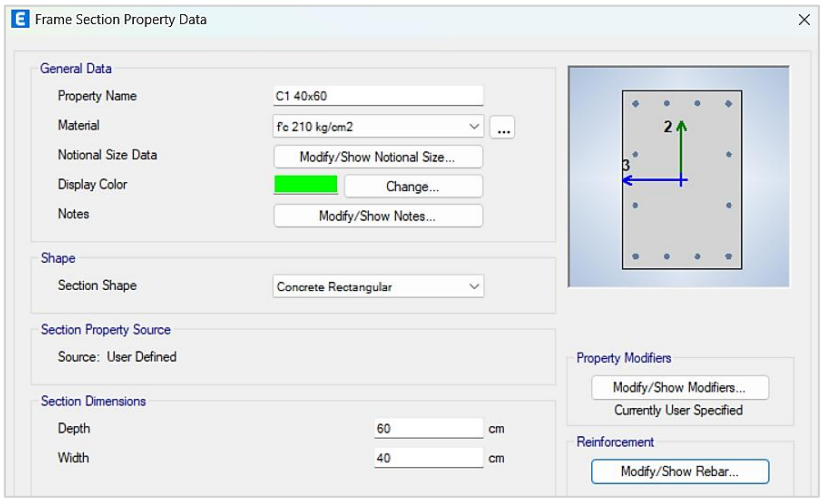


Fig. 29. Columna 40x60

La sección cuenta con 4 varillas en el sentido X y 4 varillas en el sentido Y, con Ø18 mm en las esquinas y Ø16 mm para los aceros longitudinales, los estribos en la zona de confinamiento 3E Ø10 mm @ 10 cm (4 ramales por sentido), en la Fig. 30 se muestra el ingreso de los datos mencionados.

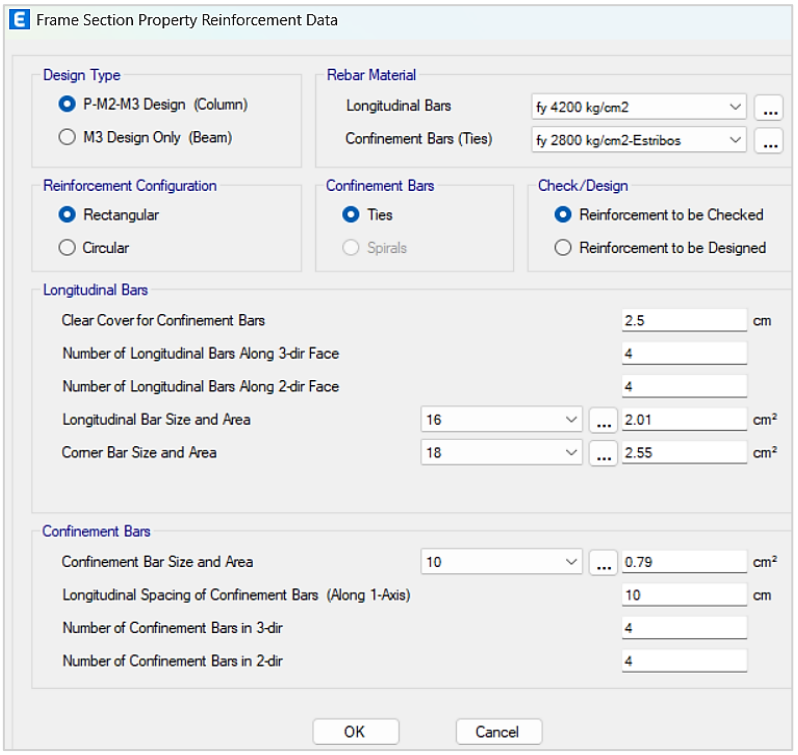


Fig. 30. Armadura columna 40x60

- *Vigas*

En la Fig. 31 se evidencia la definición de la viga tipo V1 de 30x60, se realizó el ingreso de las áreas de acero superior e inferior en ambos extremos del elemento.

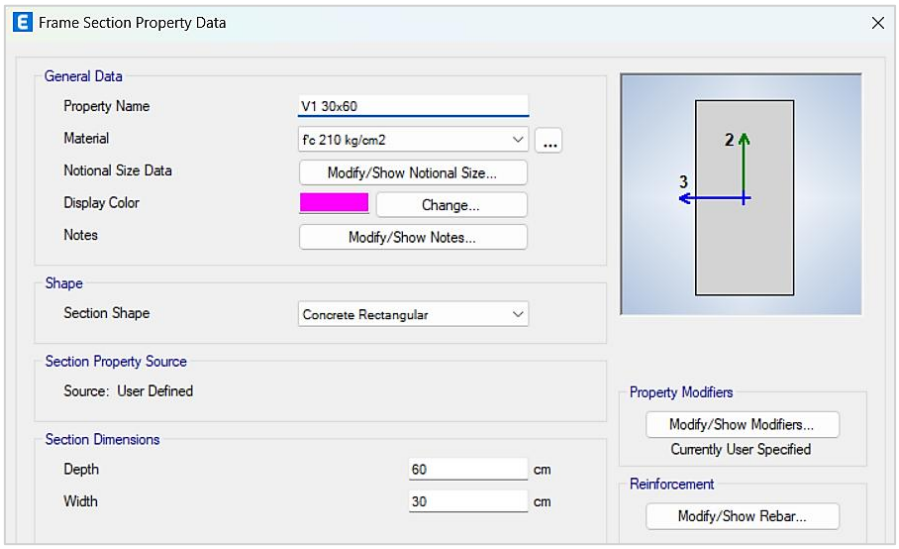


Fig. 31. Viga 30x60

Esta viga cuenta con un total de 5Ø16 mm es decir un área de 10.05 cm^2 de acero superior en ambos extremos y 3Ø16 mm es decir 6.03 cm^2 de acero inferior en ambos extremos.

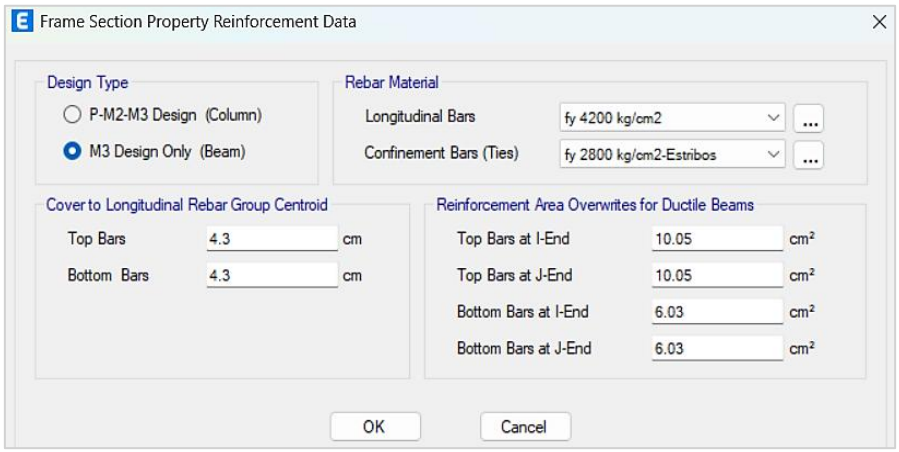


Fig. 32. Armadura viga 30x60

- *Losas*

La losa de la edificación es alivianada de 20 cm de espesor, para representar esto en el programa se empleó una losa maciza con un espesor equivalente de 14.5 cm que posee la misma inercia que la losa real, además se trabajó como elemento Shell-Thin considerando el aporte de rigidez de la losa como sucede en la realidad. En la Fig. 33 se observa los antes mencionado.

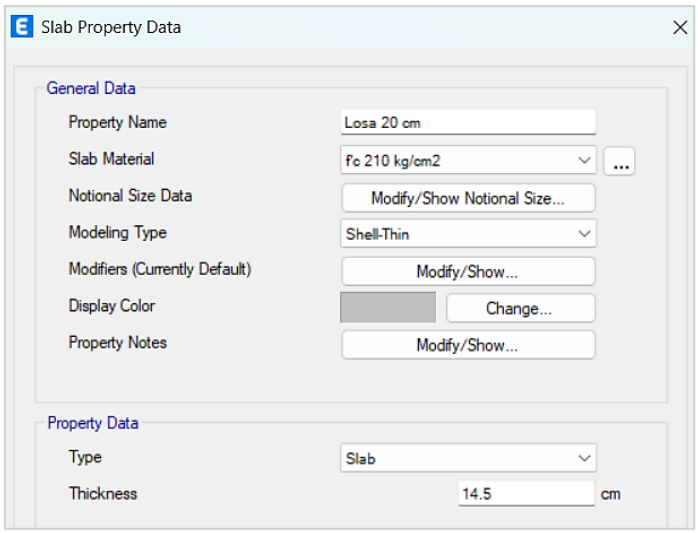


Fig. 33. Losa 20 cm

- *Grada*

Este elemento presenta un espesor de 15 cm, se modelo como tipo Membrana que permite únicamente transmitir cargas gravitacionales a los elementos estructurales adyacentes. Además, con este elemento incluido se puede considerar la torsión que puede generar en la edificación y el problema de columna corta observado.

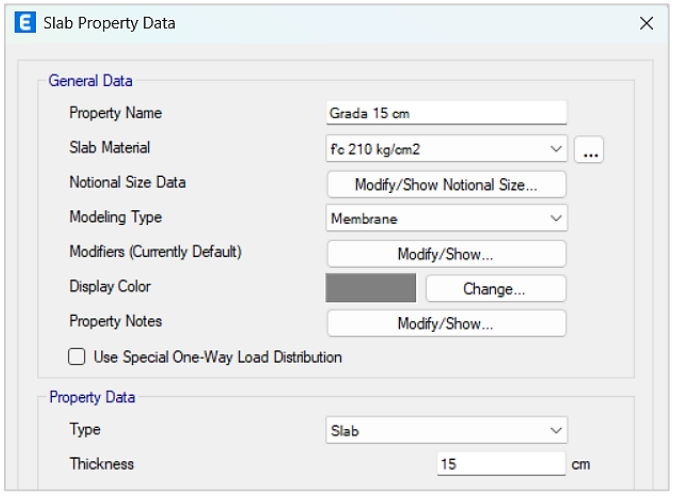


Fig. 34. Grada 15 cm

- *Modelo final*

En la Fig. 35, Fig. 36 y Fig. 37 se observa el edificio modelado con todos los elementos estructurales, columnas de 40x60 cm, un sistema de vigas principales de 30x60 cm y vigas secundarias de 25x35 cm, pequeños volados en la fachada frontal y posterior, así como losas de espesor equivalente de 14.5 cm.

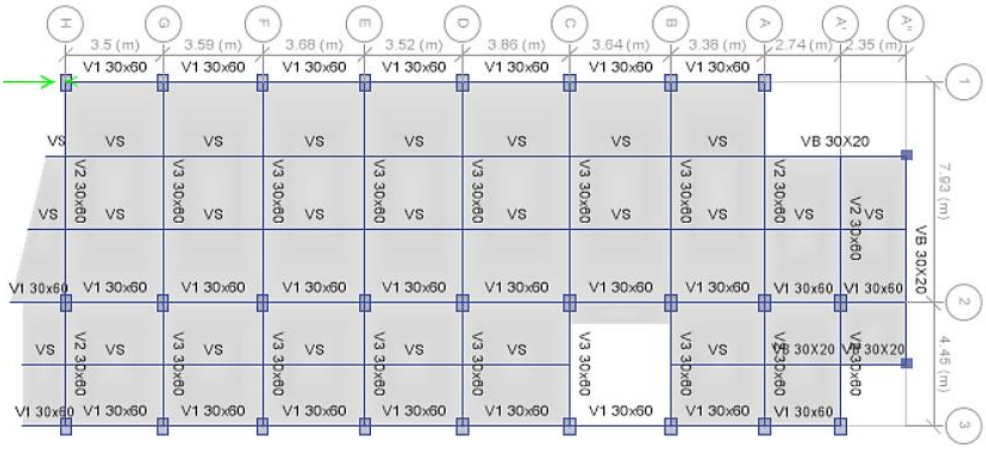


Fig. 35. Vista en planta Nv.+3.60

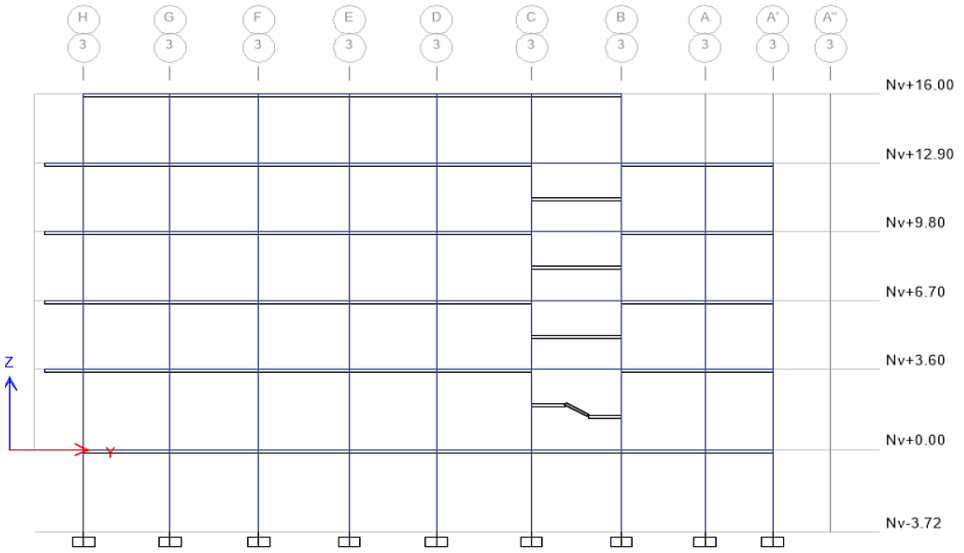


Fig. 36. Vista en elevación Eje 3

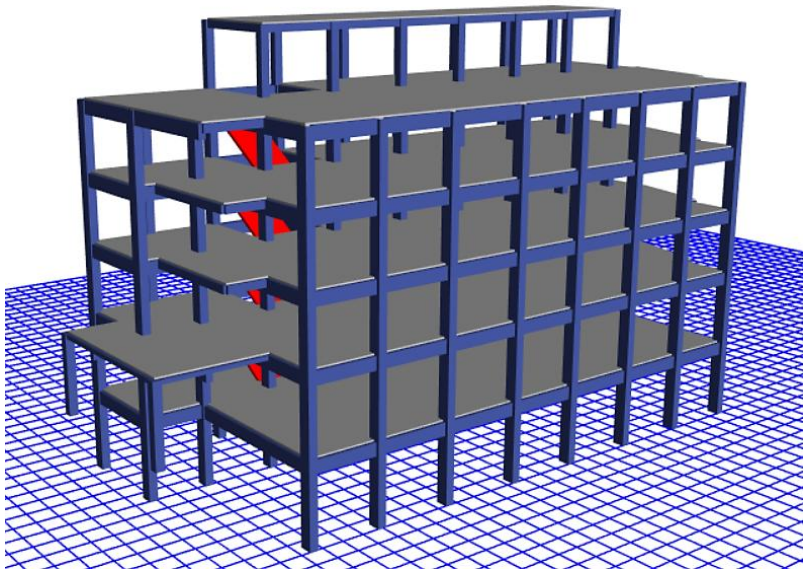


Fig. 37. Vista 3D de la estructura

3) *Asignación de Cargas gravitacionales*

- *Carga muerta*

El peso propio de los elementos (CM_P) es calculado automáticamente por el software, mientras que la carga muerta adicional (CM_A) correspondiente a la mampostería, esta se cuantificó en base a los tipos de paredes existentes, mostrados en la Fig. 38.

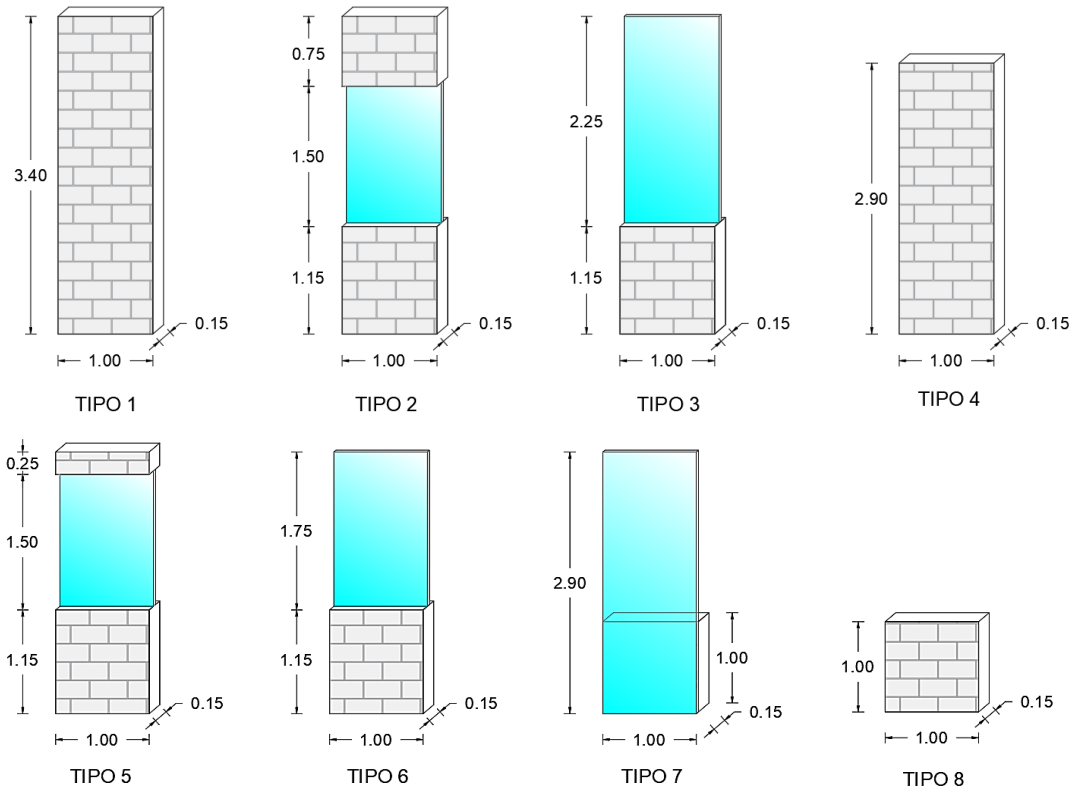


Fig. 38. Tipos de paredes

En la TABLA XXVI se muestra los valores de carga para cada tipo de pared, este valor se emplea para calcular la carga de mampostería para cada tablero de losa, así como la carga ubicada sobre las vigas.

TABLA XXVI

PESO DE TIPOS DE PAREDES

		Dimensiones			Peso especifico	Peso	Peso total
Pared Tipo	**Material**	**Espesor**	**Longitud**	**Altura**			
		(m)	**(m)**	**(m)**	**(kg/m3)**	**(kg/m)**	**(kg/m)**
1	P. Bloque	0.15	1.00	3.40	1600	816.00	816.00
2	P. Bloque	0.15	1.00	1.90	1600	456.00	479.40
	Vidrio	0.006	1.00	1.50	2600	23.40	
3	P. Bloque	0.15	1.00	1.15	1600	276.00	311.10

	Vidrio	0.006	1.00	2.25	2600	35.10	
4	P. Bloque	0.15	1.00	2.90	1600	696.00	696.00
5	P. Bloque	0.15	1.00	1.40	1600	336.00	359.40
	Vidrio	0.006	1.00	1.50	2600	23.40	
6	P. Bloque	0.15	1.00	1.15	1600	276.00	303.30
	Vidrio	0.006	1.00	1.75	2600	27.30	
7	P. Bloque	0.15	1.00	1.00	1600	240.00	285.24
	Vidrio	0.006	1.00	2.90	2600	45.24	
8	P. Bloque	0.15	1.00	1.00	1600	240.00	240.00

En la tabla ubicada en los ANEXOS se muestra los valores de cargas para cada tablero de losa y las cargas ubicadas sobre las vigas, calculadas de acuerdo a los datos del levantamiento del edificio y también en base a los planos arquitectónicos.

Para la carga de acabados, igualmente correspondiente a carga muerta adicional se emplea $CM_A = 80\ kg/m2$.

En la Fig. 39, se muestra la asignación de cargas muertas, de manera representativa para el tablero 10 se le asigna una carga de paredes de $176.85\ kg/m^2$ y una carga de acabados de $80\ kg/m^2$, obteniendo un total de $CM_A = 256.85\ kg/m^2$

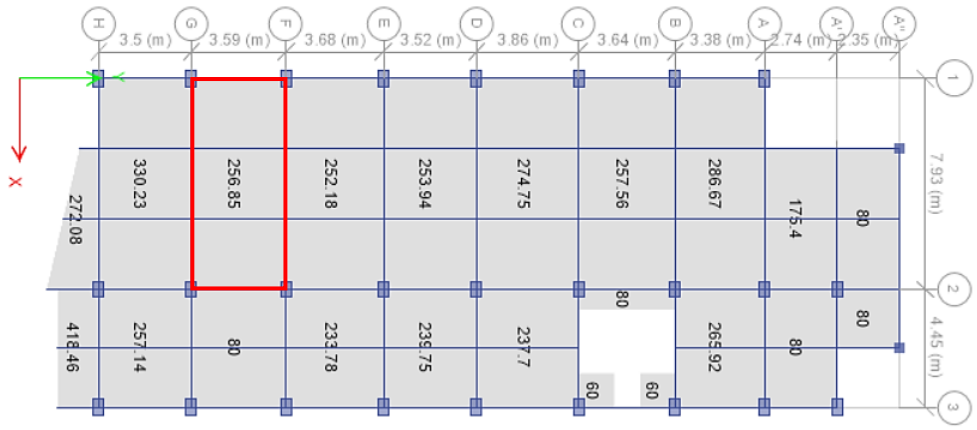


Fig. 39. Asignación de en tableros

De igual manera, se establece la carga de paredes sobre las vigas, en la Fig. 40 se observa las diferentes cargas asignadas y de manera simbólica a la Viga del Eje 1 del piso 5 (Terraza) se le asignó una $CM_A = 240\ kg/m$.

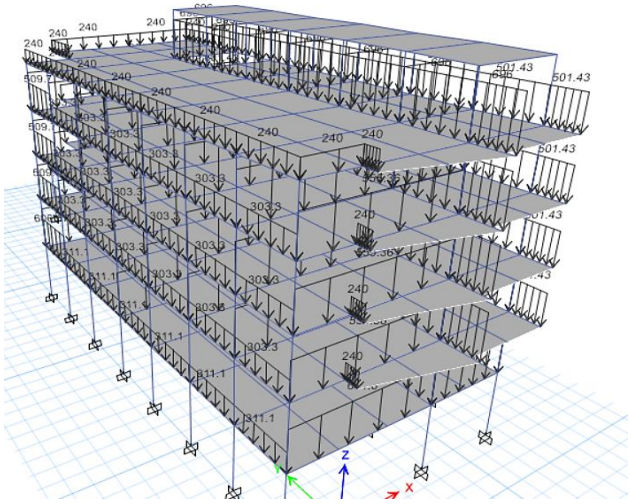


Fig. 40. Asignación de carga sobre vigas

- *Carga viva*

De acuerdo al uso de la edificación se le asigna una carga viva correspondiente a hotel, colocada en todas las losas de los 5 niveles y en la última losa al ser inaccesible se asignó un valor menor. En la TABLA XXVII se presentan las cargas empleadas.

TABLA XXVII

CARGAS VIVAS DEL EDIFICIO

Ocupación/Uso	**CV kg/m2**
Hoteles	200
Cubierta inaccesible	100
Escaleras	480

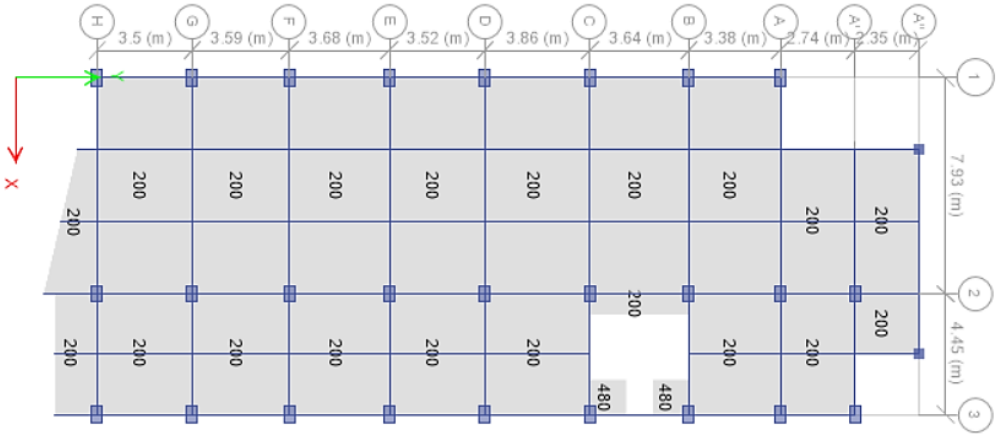


Fig. 41. Asignación de cargas vivas

4) *Carga sísmica reactiva*

Para la edificación de estudio se asigna una carga $W = CM + 0.25CV$ de manera conservadora como se muestra en la Fig. 42.

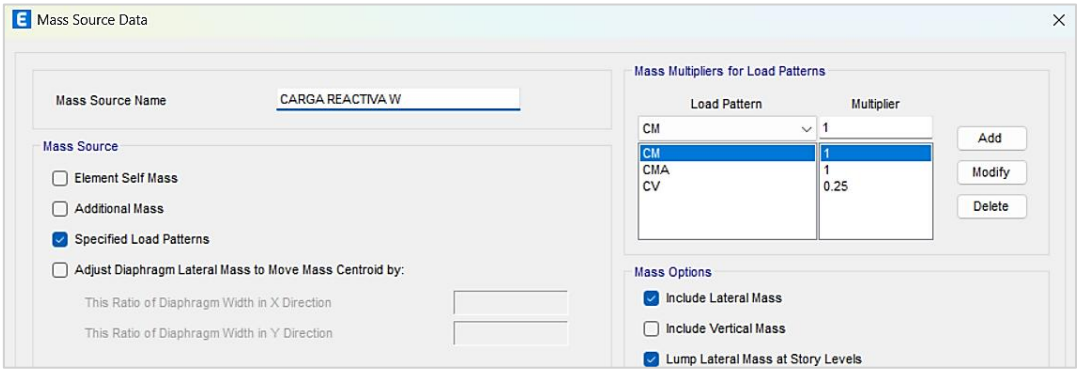


Fig. 42. Carga sísmica reactiva

5) *Espectro elástico y reducido*

De acuerdo a la normativa, el edificio se encuentra en la zona V de alta sismicidad con un valor $Z = 0.40$ y al poseer un suelo tipo D obtenido del estudio de suelos (ensayo SPT), se emplean los coeficientes de suelo mostrados en la TABLA XXVIII.

- *Coeficiente de Importancia*

El espectro elástico y reducido se evidencian en la Fig. 43, destacando el uso de un coeficiente de importancia de $I = 1$ categorizando la estructura dentro de: Otras estructuras como menciona la NEC-15 ya que este edificio corresponde a un Hotel.

- *Factor de reducción de resistencia sísmica*

Por otro lado, de manera conservadora, se utilizó un factor de reducción de resistencia sísmica de $R = 6$ partiendo de la NEC-15 y ASCE 7-22, asumiendo que la estructura no posee la capacidad completa de disipar energía.

- *Coeficientes de irregularidades*

Los factores de irregularidad en planta y elevación determinados son $\phi_P = 0.90$ y $\phi_E = 0.90$ al presentar problemas de retroceso excesivo en las esquinas y la presencia de piso flexible o blando, estos cálculos se detallan en la sección de ANEXOS.

Para un sistema de pórticos especiales sismos resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas:

TABLA XXVIII

FACTORES DEL ESPECTRO

Factores del espectro	
Sitio	Ambato
Suelo	D
Z	0.40
I	1.00
ϕ_P	0.90
ϕ_E	0.90
R	6.00
n	2.48
Z	0.40
F_a	1.20
F_d	1.19
F_s	1.28
r	1.00
T_o	0.13 seg
T_c	0.70 seg

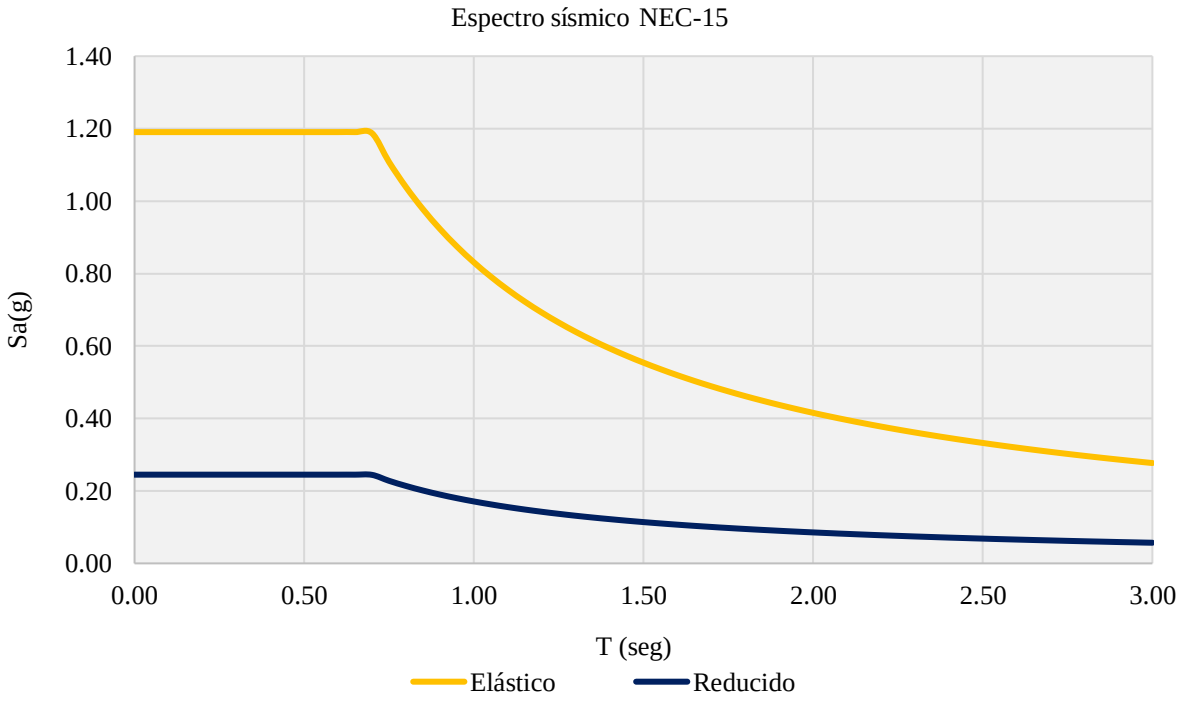


Fig. 43. Espectro elástico y reducido

6) *Carga estática y dinámica*

- *Sismo (Carga estática)*

Representa las fuerzas laterales que someten a la estructura, para representar esto se ingresa los valores del coeficiente sísmico y el factor k determinados con el período real del edificio y cuyas fórmulas se encuentran en el capítulo anterior, los resultados se evidencian en la TABLA XXIX.

TABLA XXIX
FACTORES DE LA CARGA SISMICA

Factores	
Tipo estructura	Sin muros estructurales
Ct	0.055
α	0.90
h	19.72 m
T NEC	0.80 seg
T real	0.92 seg
Sa	0.923
Coef. sísmico	0.19
k	1.21

La carga estática se definió con el nombre SISMO X y SISMO Y mostrado en la Fig. 44.

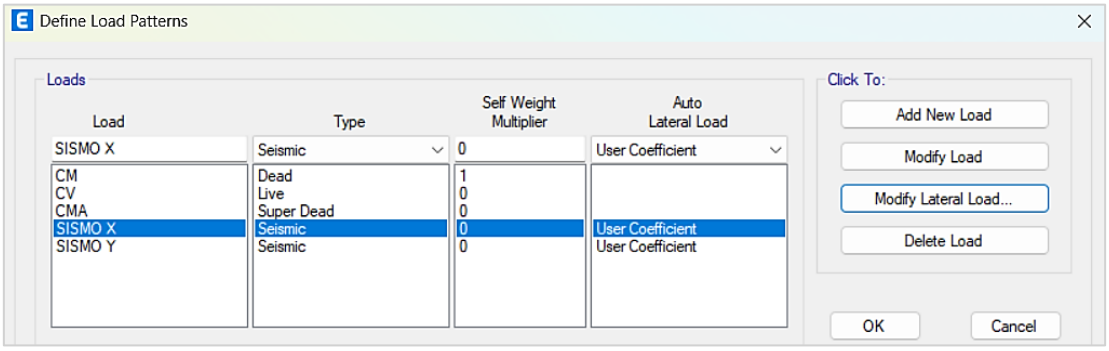


Fig. 44. Definición de tipos de carga

La normativa establece considerar una excentricidad del 5 % (0.05) para considerar los efectos de torsión accidental que pueden generarse, por lo que también se ingresa este valor.

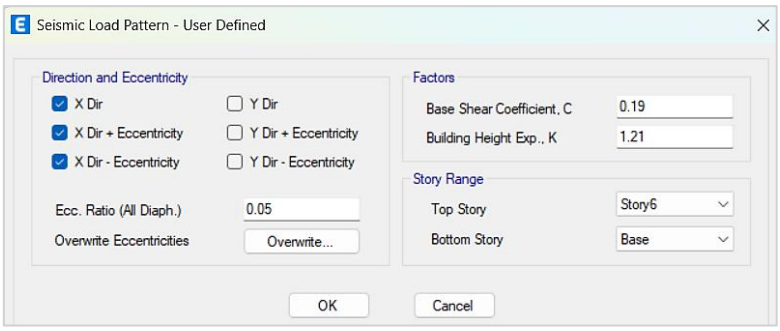


Fig. 45. Factores Sismo X

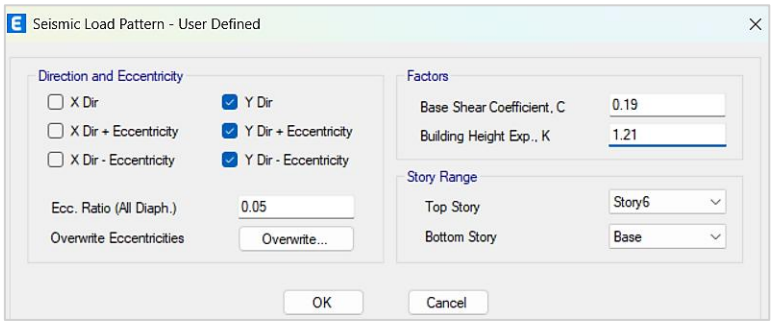


Fig. 46. Factores Sismo Y

- *Espectro (Carga dinámica)*

Corresponde al análisis modal espectral y para este caso se ingresa el espectro reducido cargado en el software mediante un archivo *txt* como se muestra en la Fig. 47.

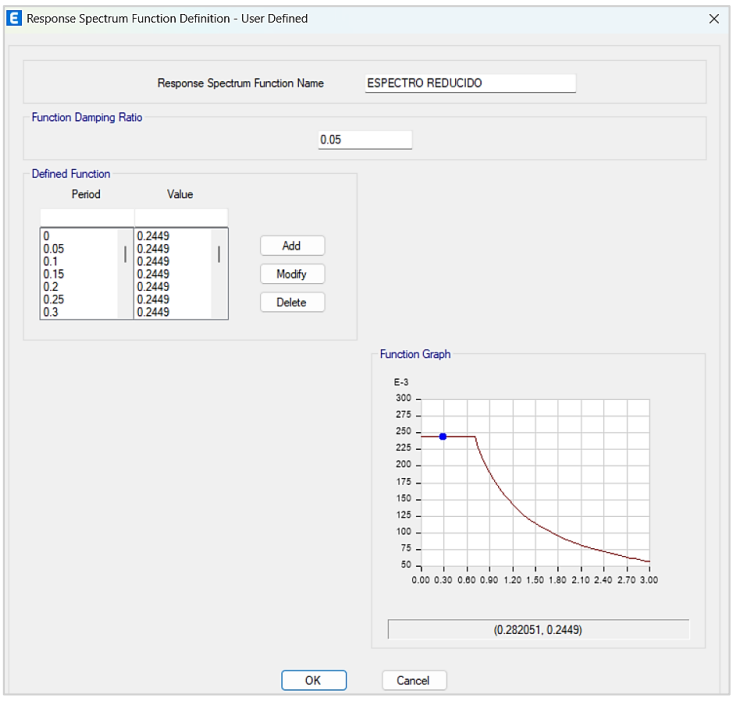


Fig. 47. Espectro reducido

Posteriormente se definió la carga ESPECTRO X con la dirección U1 (Eje X) y una aceleración de 9.8067 m/s^2.

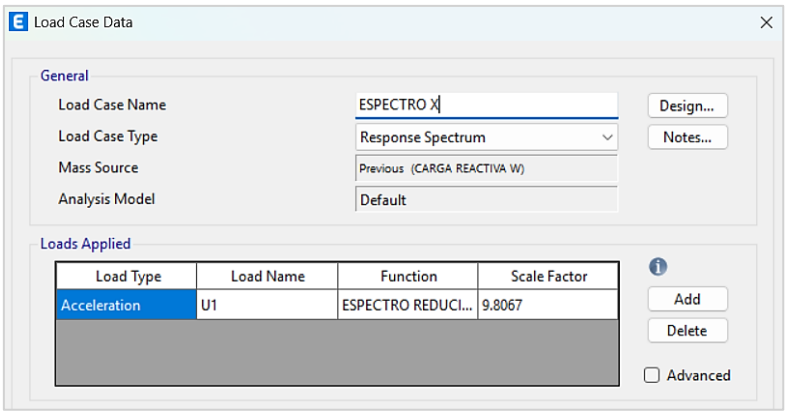


Fig. 48. Carga Espectro X

Y la carga ESPECTRO Y con la dirección U2 (Eje Y) y una aceleración de 9.8067 m/s^2.

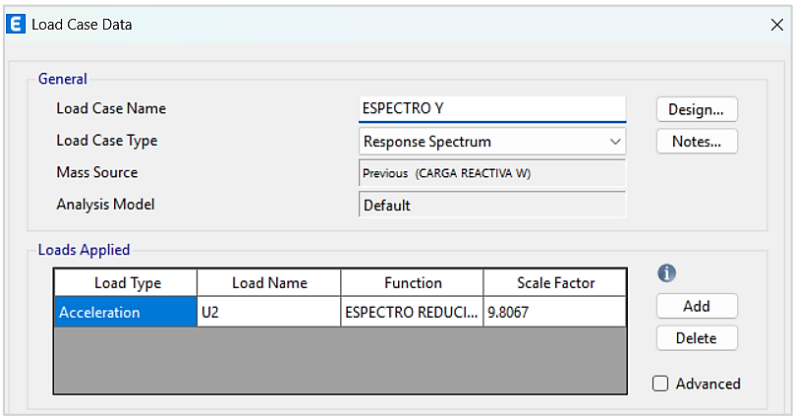


Fig. 49. Carga Espectro Y

7) *Combinaciones de carga*

Las combinaciones de carga empleadas para el chequeo de elementos se detallan en el capítulo anterior, en la Fig. 50 se muestran el ingreso de las mismas conformadas por CM, CV, SISMO y ESPECTRO.

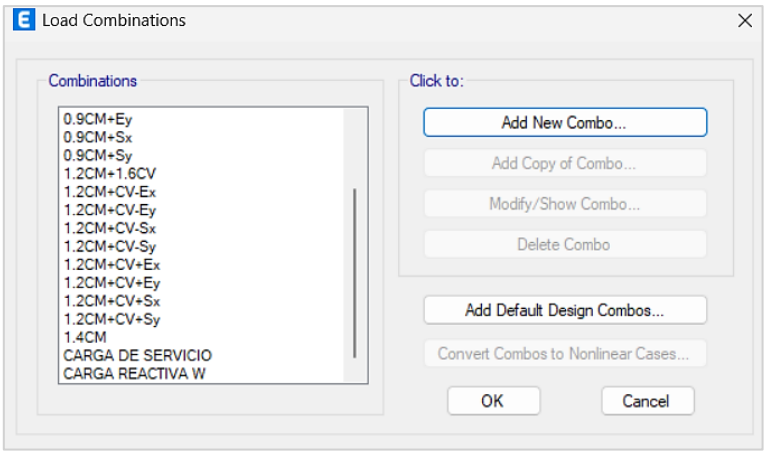


Fig. 50. Combinaciones de carga

8) *Periodo de vibración*

El periodo de vibración de la estructura por el método 1 se calcula mediante la aplicación de la fórmula establecida en la NEC-15.

$$T = C_t * h_n{}^{\propto}$$

$$T_1 = 0.055 * 19.72^{0.90}$$

$$T_1 = 0.81 \text{ seg}$$

Mientras que, mediante la aplicación el método 2 (análisis modal espectral) en el software de cálculo, se obtuvo el periodo real de:

$$T_2 = 0.92 \text{ seg}$$

La normativa establece que el periodo real determinado por el método 2 no debe superar en más de 30% del valor del período determinado por el método 1.

$$T_2 \leq 1.3 * T_1$$

$$0.92\ seg \leq 1.3 * 0.81\ seg$$

$$0.92\ seg \leq 1.04\ seg$$

$$CUMPLE$$

Se comprueba que el período real del edificio se encuentra dentro del límite permisible.

9) *Cortante basal*

La cortante basal estática de acuerdo a la NEC-15 se obtiene aplicando el coeficiente sísmico y carga reactiva, los datos empleados para el cálculo se muestran en la TABLA XXX. Este valor es empleado para la distribución de fuerzas por piso más adelante.

TABLA XXX
DATOS PARA EL CORTANTE BASAL ESTÁTICO

Datos	
C	0.19
W	2289.97 Ton

$$V = C * W$$

$$V = 0.19 * 2289.97\, Ton$$

$$V = 435.09\, Ton$$

- *Cortantes estáticas*

Del análisis en el software se obtuvieron los valores de cortante basales estáticas para el sentido X e Y, obteniendo valores ligeramente inferiores a lo anterior, para el presente trabajo se destaca el empleo de estos valores proporcionados por el software debido a su precisión.

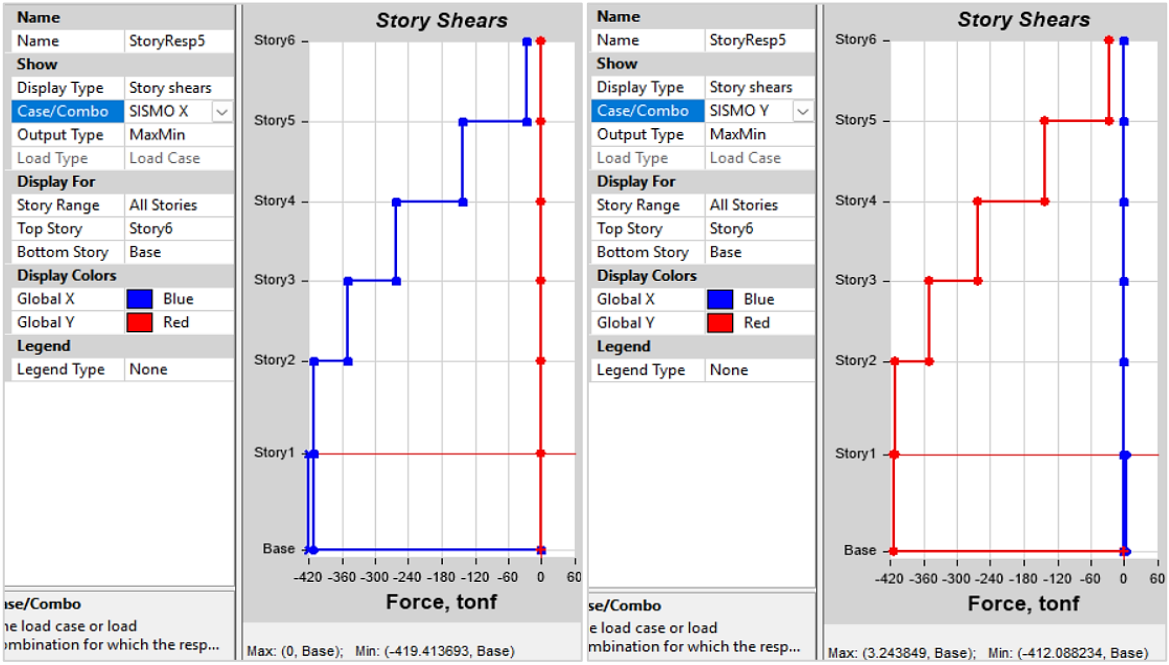


Fig. 51. Cortantes por Sismo

- *Cortantes dinámicas*

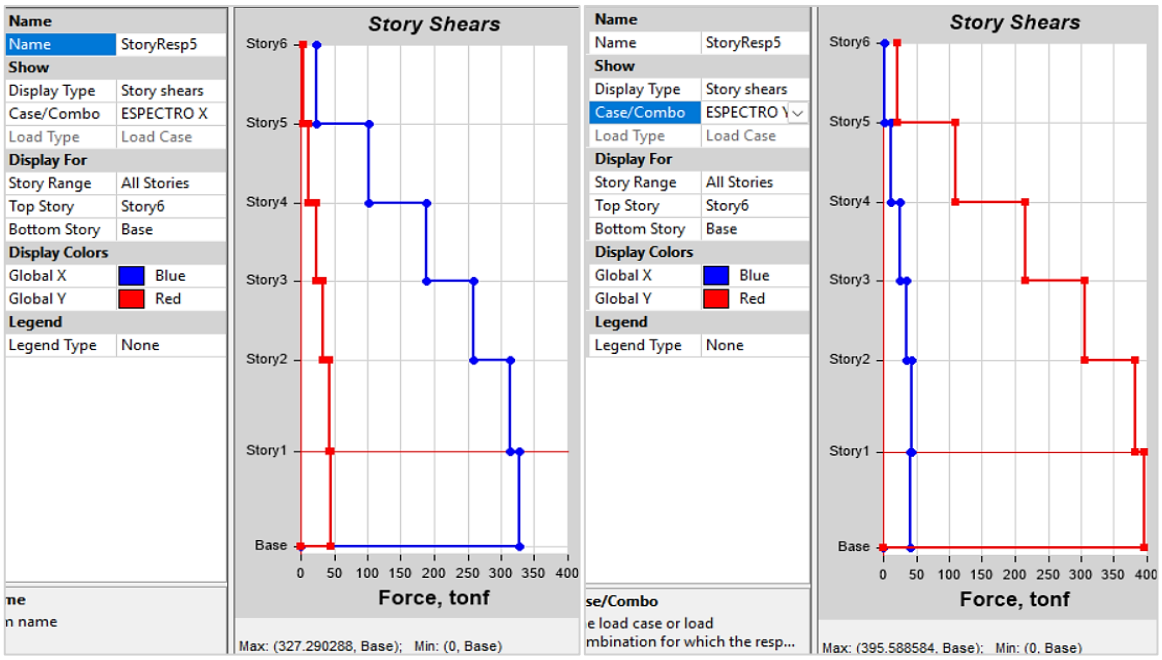


Fig. 52. Cortantes por Espectro

El edificio al presentar irregularidades en planta y elevación se categoriza como estructura irregular por lo que se emplea la ecuación descrita para la verificación.

$$V_{dinámico} \geq 85\%\, V_{estático} \qquad \rightarrow \quad \text{estructuras irregulares}$$

TABLA XXXI

CORTANTE BASAL ESTÁTICO Y DINÁMICO

	V (Ton)	%	Condición
Dirección X			
V Estático	419.41	78.04	NO CUMPLE
V Dinámico	327.29		
Dirección Y			
V Estático	412.09	96.00	CUMPLE
V Dinámico	395.59		

Al no cumplir la condición para la dirección X es necesario ajustar la cortante dinámica, para determinar el factor de corrección se emplea la ecuación mostrada.

$$f_c = \frac{V_{estático}}{V_{dinámico}} * 0.85 \qquad \rightarrow \quad \text{estructuras irregulares}$$

$$f_c = \frac{419.41\ Ton}{327.29\ Ton} * \ 0.85$$

$$f_c = 1.09$$

Este factor multiplica al valor de la gravedad en el software para el caso de ESPECTRO X.

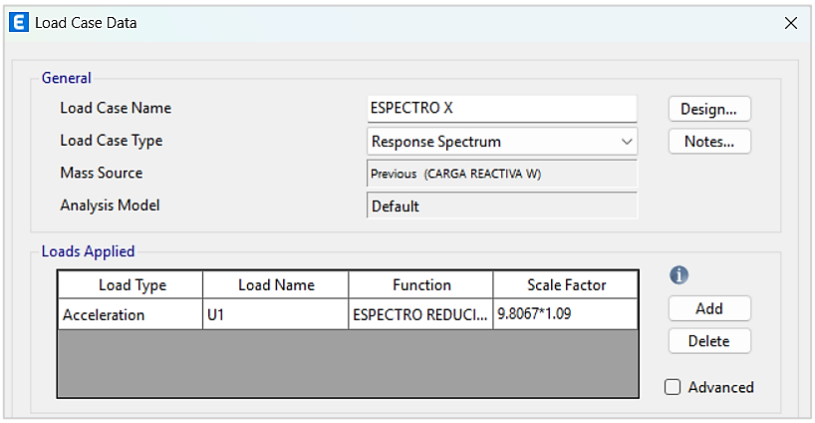


Fig. 53. Ajuste del cortante basal dinámico

Al ajustar la cortante dinámica en el programa se obtiene un nuevo valor de cortante dinámica para el sentido X.

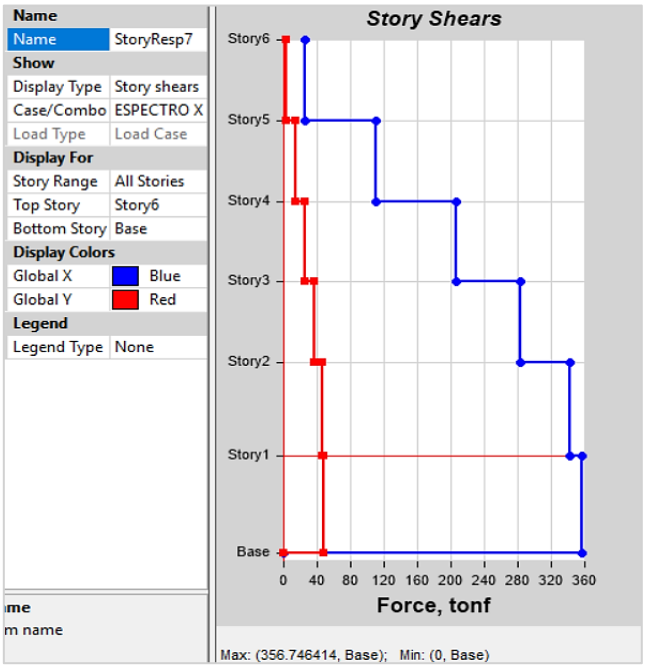


Fig. 54. Cortante dinámico ajustado

La nueva cortante dinámica para el caso de ESPECTRO X es 356.75 Ton y se verifica nuevamente la condición.

TABLA XXXII

CORTANTE BASAL ESTÁTICO Y DINÁMICO AJUSTADO

	V (Ton)	%	Condición
Dirección X			
V Estático	419.41	85.06	CUMPLE
V Dinámico	356.75		
Dirección Y			
V Estático	412.09	96.00	CUMPLE
V Dinámico	395.59		

Las cortantes dinámicas cumplen con la condición mínima de la normativa del 85 %, por lo que se garantiza el empleo de una demanda sísmica mínima para los análisis posteriores.

10) *Deriva de piso*

Las derivas obtenidas del software se muestran en la Fig. 55 y Fig. 56.

- *Derivas elásticas*

Del análisis *estático* se obtuvo las siguientes derivas elásticas:

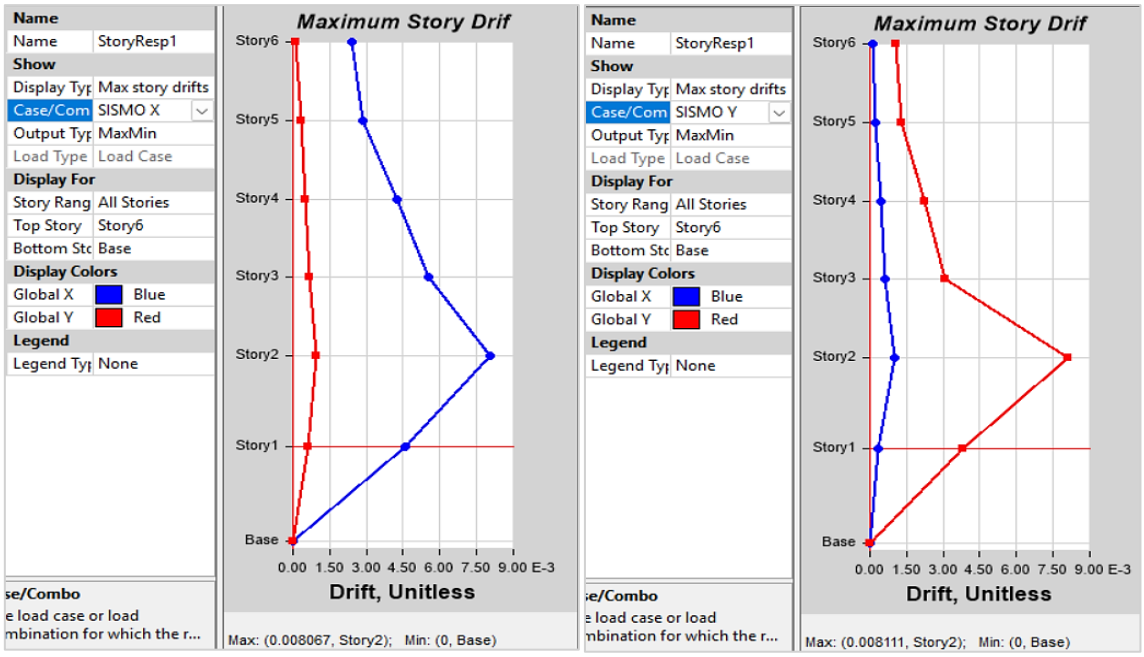


Fig. 55. Derivas por Sismo

Mientras que del análisis *dinámico* se obtuvo las siguientes derivas elásticas:

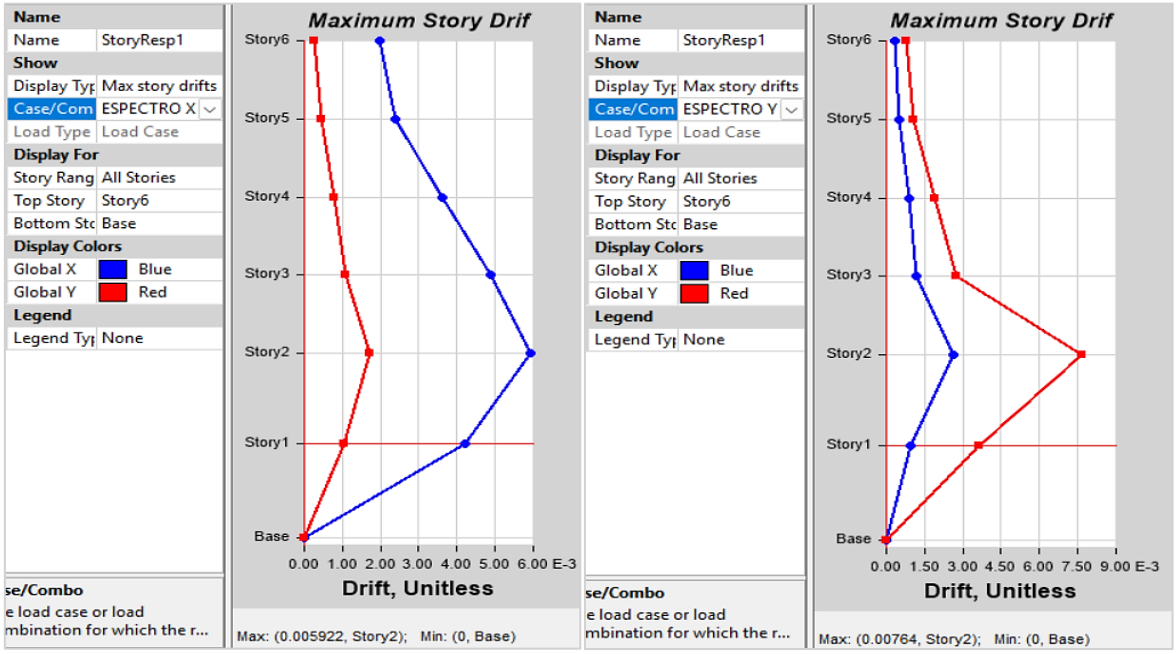


Fig. 56. Derivas por Espectro

- *Derivas inelásticas*

Las derivas elásticas se transforman a derivas inelásticas y se verifica que estás no superen el 2 % de deriva.

Las derivas inelásticas calculadas en ambos análisis y sentidos no cumplen con el límite establecido de 2%, las derivas máximas son generadas por las cargas estáticas siendo estas más críticas llegando hasta 3.65 % como se muestra en la TABLA XXXIII.

TABLA XXXIII

DERIVAS ESTÁTICAS

Dirección	Δ elástica	Δ inelástica	Condición
X	0.00807	3.63%	NO CUMPLE
Y	0.00811	3.65%	NO CUMPLE

TABLA XXXIV

DERIVAS DINÁMICAS

Dirección	Δ elástica	Δ inelástica	Condición
X	0.005922	2.66%	NO CUMPLE
Y	0.00764	3.44%	NO CUMPLE

En la Fig. 57 se muestran las derivas inelásticas generadas en cada piso de la estructura, siendo estos valores mayores en los pisos intermedios.

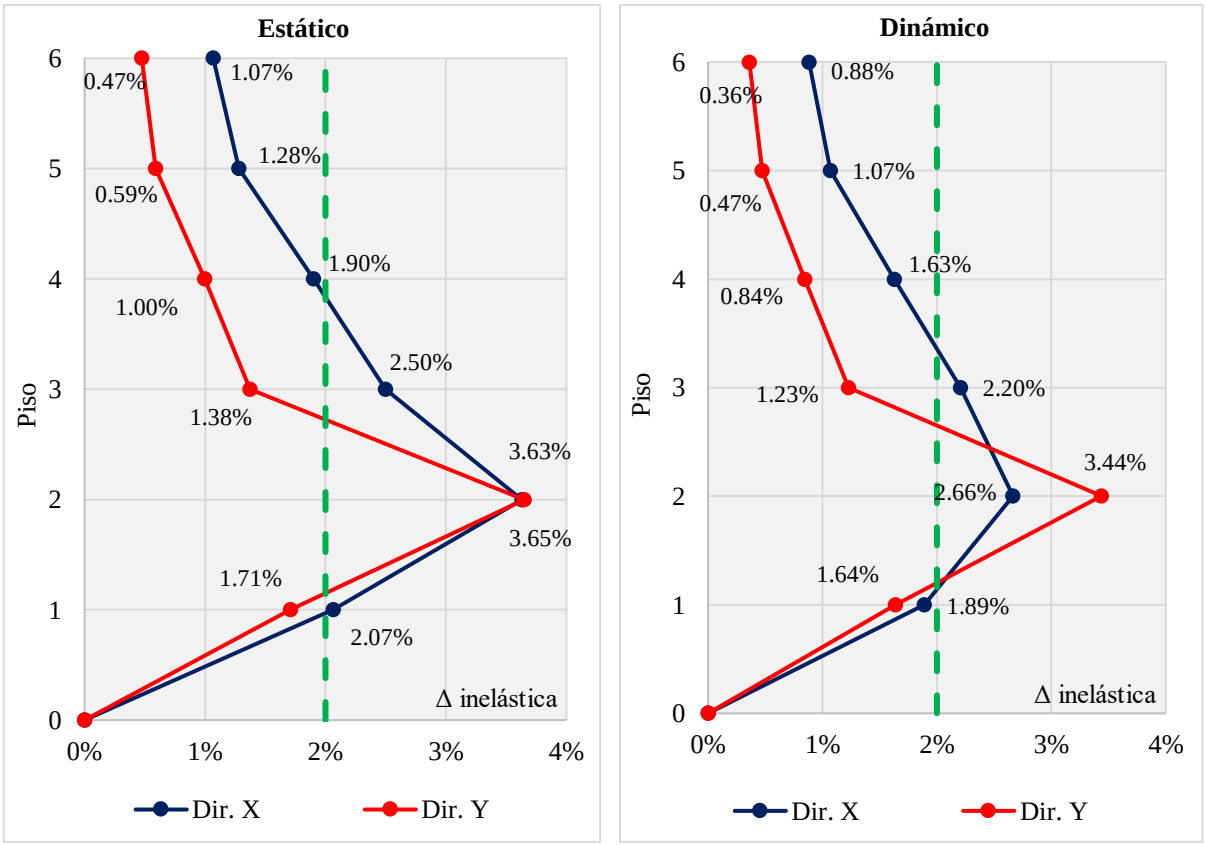


Fig. 57. Derivas inelásticas por piso

Se evidencia que las derivas máximas se presentan en el piso 2 llegando hasta 3.65 %, esto debido a la irregularidad en elevación de piso flexible o blando generando un cambio brusco de rigidez entre los pisos de la estructura, por lo que se debe reforzar para controlar estas derivas excesivas.

11) *Índice de estabilidad*

En la TABLA XXXV se muestran los resultados del índice Qi para el sentido X, obteniendo valores menores a 0.10, por lo que no se debe considerar los efectos de segundo orden $P-\Delta$.

TABLA XXXV

ÍNDICE DE ESTABILIDAD SENTIDO X

Piso	P	Desplazamiento	Vx	h	Qi	Efectos P-Δ
	(Ton)	(m)	(Ton)	(m)		
6	82.04	0.0701	26.75	3.10	0.069	NO CONSIDERAR
5	510.09	0.0612	142.26	3.10	0.071	NO CONSIDERAR
4	1035.24	0.0540	262.01	3.10	0.069	NO CONSIDERAR
3	1560.38	0.0438	349.39	3.10	0.063	NO CONSIDERAR
2	2118.51	0.0301	409.56	3.60	0.043	NO CONSIDERAR
1	2570.15	0.0126	419.41	3.72	0.021	NO CONSIDERAR

Para el sentido Y, se muestran de igual manera valores de Qi menores a 0.10, por lo que no es necesario considerar estos efectos.

TABLA XXXVI

ÍNDICE DE ESTABILIDAD SENTIDO Y

Piso	P	Desplazamiento	Vy	h	Qi	Efectos P-Δ
	(Ton)	(m)	(Ton)	(m)		
6	82.04	0.0503	26.75	3.10	0.050	NO CONSIDERAR
5	510.09	0.0467	142.26	3.10	0.054	NO CONSIDERAR
4	1035.24	0.0429	262.01	3.10	0.055	NO CONSIDERAR
3	1560.38	0.0367	349.39	3.10	0.053	NO CONSIDERAR
2	2118.51	0.0281	409.56	3.60	0.040	NO CONSIDERAR
1	2570.15	0.0135	412.09	3.72	0.023	NO CONSIDERAR

12) *Participación modal de masa*

Para evaluar este parámetro se debe asegurar que el análisis modal capture el suficiente número de modos de vibración de la estructura, por lo que asegura esto en el programa.

$$N.modos = 3 * piso$$

$$N.modos = 3 * 6 = 18$$

Se considero 3 GDL (x, y, giro en z) por piso, dando un total de 18 modos de vibración definido esto en el software.

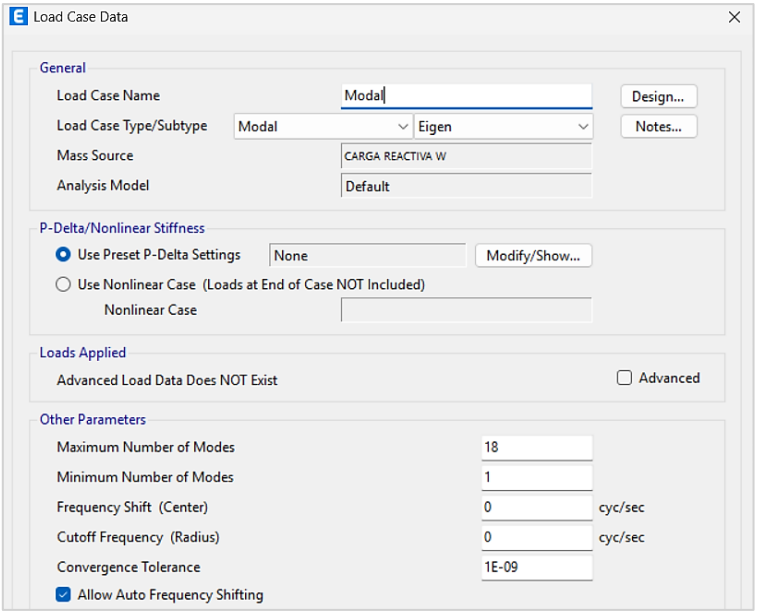


Fig. 58. Número de modos

De acuerdo a la NEC-15 se verifica que la masa modal acumulada presentada en la TABLA XXXVII sea al menos del 90 % para las direcciones consideradas.

TABLA XXXVII

PARTICIPACIÓN DE MODAL DE MASA

Modo	Período (seg)	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	0.92	0.754	0.006	0.103
2	0.83	0.771	0.868	0.125
3	0.75	0.856	0.895	0.869
4	0.28	0.932	0.902	0.874
5	0.26	0.934	0.959	0.880
6	0.24	0.941	0.964	0.950
7	0.17	0.962	0.964	0.951
8	0.16	0.962	0.984	0.951
9	0.15	0.962	0.984	0.964
10	0.13	0.962	0.996	0.966
11	0.12	0.986	0.996	0.966
12	0.11	0.986	0.997	0.984
13	0.10	0.986	1	0.987
14	0.09	0.997	1	0.988
15	0.08	0.998	1	0.995
16	0.08	0.999	1	0.999
17	0.06	1	1	0.999
18	0.06	1	1	1

La condición mencionada se cumple para el modo 4, obteniendo una masa modal acumulada de 93.2 % y 90.2 % para el sentido X e Y respectivamente, mientras en el modo 6 se cumplió con el 95 % para el giro en Z, con esto las fuerzas sísmicas calculadas incluyen prácticamente toda la masa modal de la estructura.

13) *Torsión en planta*

La torsión generada en la estructura debido a las fuerzas sísmicas se evidencia en la TABLA XXXVIII para los primeros 3 modos de vibración.

TABLA XXXVIII
TORSIÓN DE LA ESTRUCTURA

Modo	UX	UY	RZ	% Torsión	Comportamiento
1	0.754	0.006	0.1031	13.68%	TRASLACIONAL
2	0.018	0.861	0.0214	2.48%	TRASLACIONAL
3	0.085	0.035	0.7446	878.07%	ROTACIONAL

Para el modo 1 y 2 la estructura presenta valores de torsión menores al 30 % por lo que tienen un comportamiento traslacional ilustrado en la Fig. 59. Esto indica que el edificio presenta una distribución simétrica de rigidez y masa por lo que no tiene problemas de torsión.

El modo 3 presenta un comportamiento rotacional, sin embargo, este no necesariamente debe ser traslacional, ya que solo los 2 primeros modos son lo que acumulan la mayor participación de masa modal como se observa en la TABLA XXXVII.

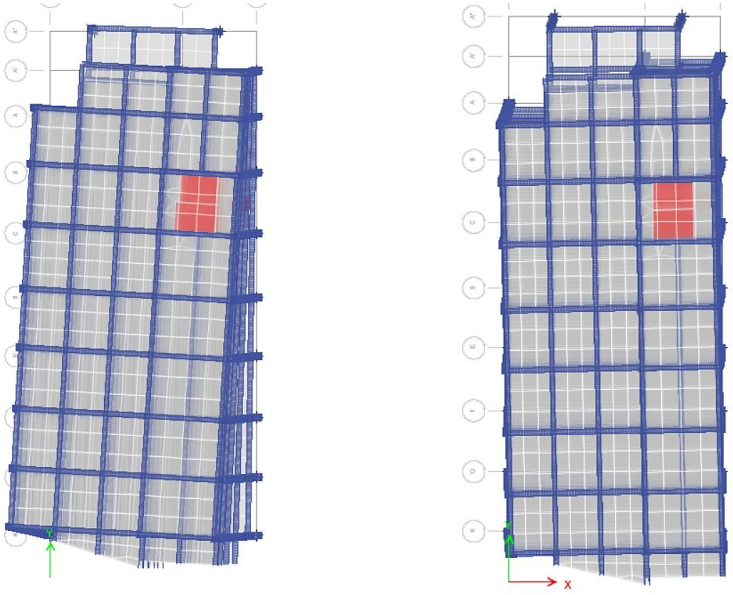


Fig. 59. Torsión modo 1 y 2

14) *Chequeo de elementos*

a) *Vigas*

- *Revisión a Flexión*

Aquí se realiza la verificación de la armadura a longitudinal, se verificó que cumpla con los valores mínimos y requeridos para satisfacer la demanda. Este chequeo se realiza para la viga más crítica correspondiente a la viga de 30x60 cm del eje C del tramo 1-2 ubicada en el piso 2.

Para esto se ha elegido la combinación más crítica de 1.2CM+CV-Sx que proporciona un momento negativo de 39.69 Ton-m.

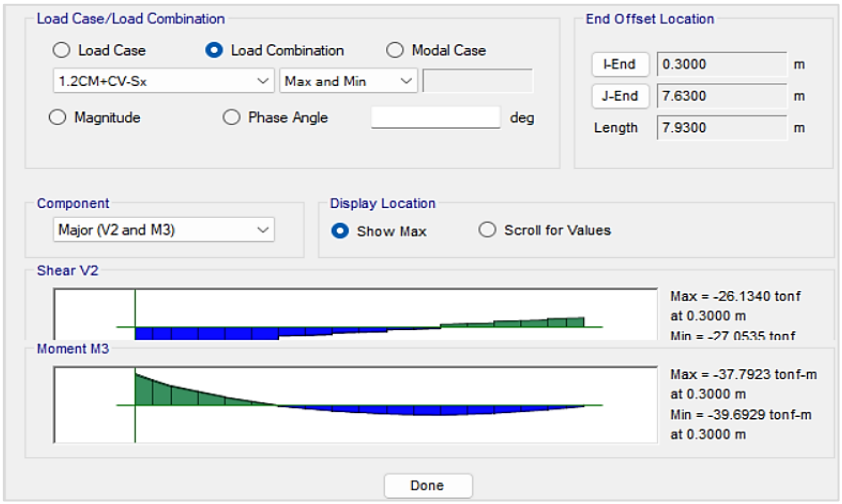


Fig. 60. Momento crítico de viga

La cuantía y el acero mínimo requerido por el elemento se determinó aplicando las ecuaciones del capítulo II.

$$\rho_{min} = \frac{14}{fy} = \frac{14}{4200} = 0.0033 = 0.33\ \%$$

$$As_{min} = \rho_{min} * b * d$$

$$As_{min} = 0.0033 * 30 * 55.60$$

$$As_{min} = 5.56\ cm^2$$

Mediante la siguiente ecuación:

$$As_{min} = 0.80 \frac{\sqrt{f'c}}{fy} * b * d$$

$$As_{min} = 0.80\frac{\sqrt{210}}{4200} * 30 * 55.60$$

$$As_{min} = 4.60\ cm^2$$

Por lo tanto, el acero mínimo requerido es el mayor entre ambos, determinando que el elemento no puede poseer menos de 5.56 cm^2.

De igual forma la cuantía máxima corresponde a:

$$\rho_b = 0.85 * \beta 1 * \frac{f'c}{fy} * \left(\frac{6100}{6100 + fy}\right)$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{210}{4200} * \left(\frac{6100}{6100 + 4200}\right) = 0.0214$$

$$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b = 1.07\ \%$$

La cuantía máxima no debe superar el 1.07 % para que el elemento siga siendo dúctil. Teniendo en cuenta estos valores se partió del momento crítico y se verificó los valores de la viga descrita, los resultados se muestran en la TABLA XXXIX.

TABLA XXXIX
REVISIÓN A FLEXIÓN DE VIGA

V2-EJE H		
Lv	7.93	m
b col	0.60	m
f'c	210	kg/cm^2
fy	4200	kg/cm^2
Md	39.69	Ton-m
b	30	cm
rec	2.5	cm
h	60	cm
relac h/b	2.00	NO
d	55.60	cm
d'	4.40	cm
ϕ	20	mm
num	3	u
As (-)	9.42	OK
ϕ	20	mm
num	3	u
As ref (-)	9.42	cm^2

As tot (-)	18.84	cm^2
ρ	1.05 %	OK
sep b	6.10	OK
sep h	49.40	NO
ϕ	20	mm
num	3	u
As (+)	9.42	cm^2
ρ	0.57%	OK
a	14.78	cm
ϕMr	34.26	Ton-m
ϕMr ≥ Md	NO	

El elemento no cumple con la relación de eficiencia recomendada de h/b alrededor de 1.5 y en el sentido largo del elemento el espaciamiento del refuerzo longitudinal supera al máximo permitido contando con 49.4 cm lo que puede generar una reducción de su capacidad estructural. Por otra parte, el acero superior cumple con el mínimo contando con 18.84 cm^2 en la parte superior y 9.42 cm^2 en la parte inferior, además no sobrepasa la cuantía máxima teniendo 1.05 %.

Satisface los límites de acero, sin embargo, este refuerzo actual es insuficiente para cumplir con la demanda de momento de la viga ya que el refuerzo actual genera solo 34.26 Ton-m de momento resistente, siendo necesario aumentar el área de acero para satisfacer la demanda.

Del software se obtuvieron las áreas de acero necesarias para satisfacer el momento generado por las cargas, se necesita 22.47 cm^2 de acero para trabajar óptimamente, por lo que se requiere un adicional de 3.63 cm^2 de acero, y se debe reforzar en este aspecto.

Cabe recalcar que este momento demandante es generado por la combinación que incluye el sismo por lo que más adelante se menciona el reforzamiento para disminuir este momento y por lo tanto que el elemento cumpla.

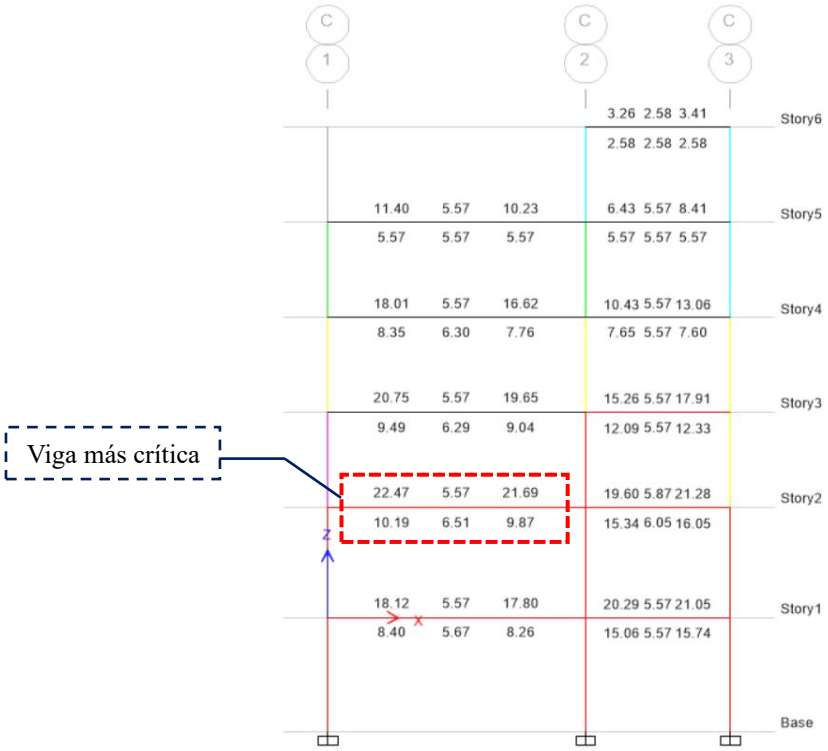


Fig. 61. Áreas de acero requeridas

- *Revisión a Corte*

El acero mínimo en forma de estribos requerido se obtuvo mediante la siguiente ecuación

$$Av_{min} = 0.2 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{fy_t}$$

$$Av_{min} = 0.2 * \sqrt{210} * \frac{30 * 10}{2800} = 0.31\ cm^2$$

Mientras que aplicando la siguiente ecuación:

$$Av_{min} = 3.5 * \frac{b * s}{fy_t}$$

$$Av_{min} = 3.5 * \frac{30 * 10}{2800} = 0.38\ cm^2$$

El mayor valor corresponde a 0.38 cm^2, los valores los valores de cortante V se obtuvieron de manera más precisa del software para la combinación más crítica.

En la TABLA XL se evidencia el chequeo de la armadura a corte con la que cuenta el elemento.

TABLA XL

REVISIÓN A CORTE DE VIGA

V2 - 30X60		
f'c	210	kg/cm2
Fy	2800	kg/cm2
ϕ	10	mm
s cal	22	cm
s max	10	cm
s real	10	OK
z prot	120	cm
Av min	0.95	cm2
Vinchas real	2	u
Av real	1.57	OK
Mpr (-)	45.76	Ton-m
Mpr (+)	25.16	Ton-m
V hiper	9.68	Ton
V isost	16.83	Ton
Vu	26.51	Ton
Vs	18.30	Ton
Vc	9.59	Ton
ϕVr	27.89	Ton
ϕVr ≥ Vu	OK	

El elemento cuenta con estribos de 10 mm distribuidos cada 10 cm en la zona de confinamiento, de acuerdo al cálculo el espaciamiento máximo es 10 cm, por lo que cumple este criterio, mientras que al acero a corte necesario es de 0.77 cm^2 teniendo en realidad 1.57 cm^2 equivalente a un estribo, por lo que elemento se encuentra trabajando bien a corte.

El cortante resistente generado por el acero y el hormigón es 27.89 Ton, este satisface los requerimientos del cortante ultimo de 26.51 Ton.

- *Revisión a Torsión*

Empleando las ecuaciones del capítulo II, se determinó que los efectos de torsión generados se pueden despreciar ya que la resistencia de diseño a torsión es de 0.52 Ton-m, mayor que 0.27 Ton-m, por lo que para este caso los estos efectos de torsión no son significativos.

TABLA XLI

REVISIÓN A TORSIÓN DE VIGA

V2 - 30X60		
Aoh	1078.9	cm2
Ao	917.07	cm2
Acp	1800	cm2
Pcp	180	cm
ϕTth	0.52	ton-m
Tu	0.27	ton-m
ϕTth ≥Tu	OK	

b) *Columnas*

- *Revisión a Flexo compresión*

Se verifico que la sección de la columna más crítica de 60x40 cm sea la necesaria para resistir los esfuerzos de carga a los que realmente se encuentra sometidos. La columna más demandada en este sentido corresponde a la columna 2D para la combinación 1.2CM+CV-Sx mostrada en la Fig. 62.

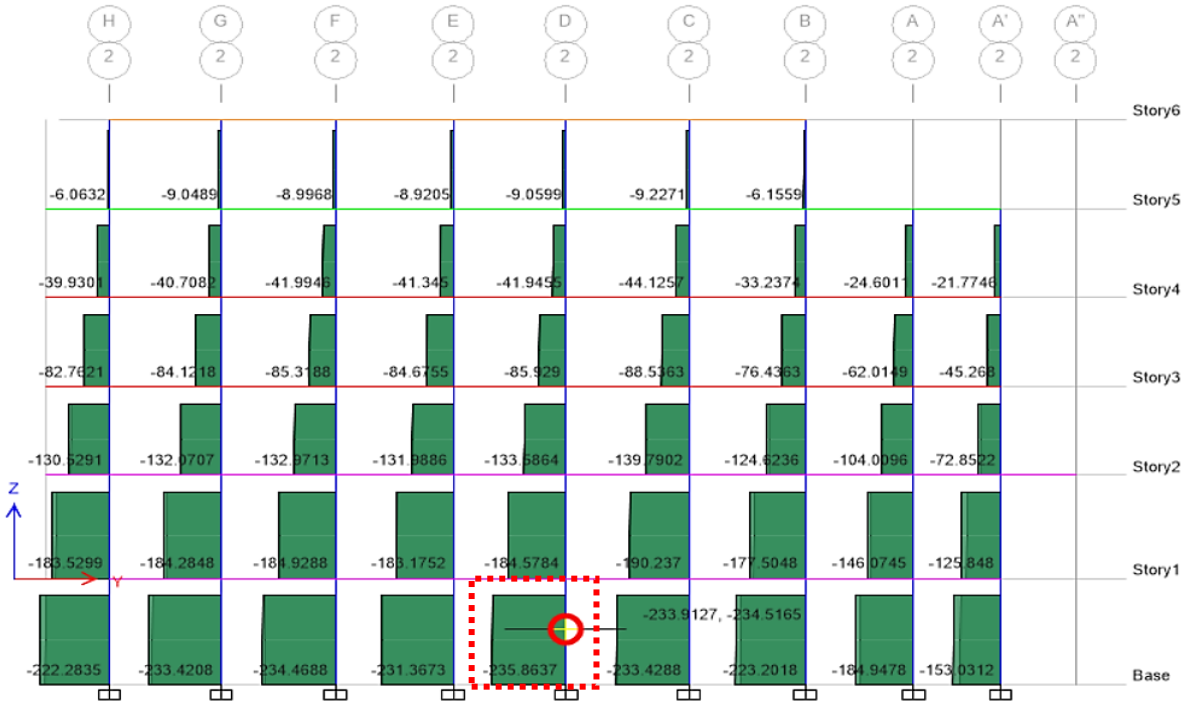


Fig. 62. Carga axial critica

La carga generada es de 235.86 Ton y se verifica que la sección del elemento satisfaga esta carga, así como la cuantía mínima, en la TABLA XLII se muestra el chequeo del elemento.

TABLA XLII

REVISIÓN A FLEXOCOMPRESIÓN DE COLUMNA

C1 - 40X60		
f'c	210	kg/ cm^2
fy	4200	kg/ cm^2
Pu	235.86	Ton
Ag req	3091	cm^2
Ancho	40	cm
Profund	60	cm
Var a	4	u
Var p	4	u
ϕ esq	16	mm
ϕ long	18	mm
rec	2.50	cm
Num	12	u
bc	34.00	cm
pc	54.00	cm
Ac	1836.00	cm^2
Ag real	2400	AUMENTAR
As total	28.39	cm^2
ρ	1.18%	OK
sep a	8.73	OK
sep p	15.40	NO

La columna de acuerdo a las solicitaciones para trabajar en la zona balanceada y tener la máxima ductilidad requiere de una sección de 3091 cm^2, contando solo con 2400 cm^2 por lo que la sección actual de 40x60 cm es insuficiente. De igual manera en el sentido largo del elemento el espaciamiento del refuerzo longitudinal supera al máximo permitido de 15 cm lo que puede generar una reducción de su capacidad estructural.

En la Fig. 63, Fig. 64 y Fig. 65 se observa las cuantías de acero dispuestas en las columnas del eje 1, 2 y 3, se verificó que todos los elementos poseen una cuantía de acero mayor al mínimo del 1 %, contando con valores de 1.18 % (columnas C1) y 2.16 % (columnas C2).

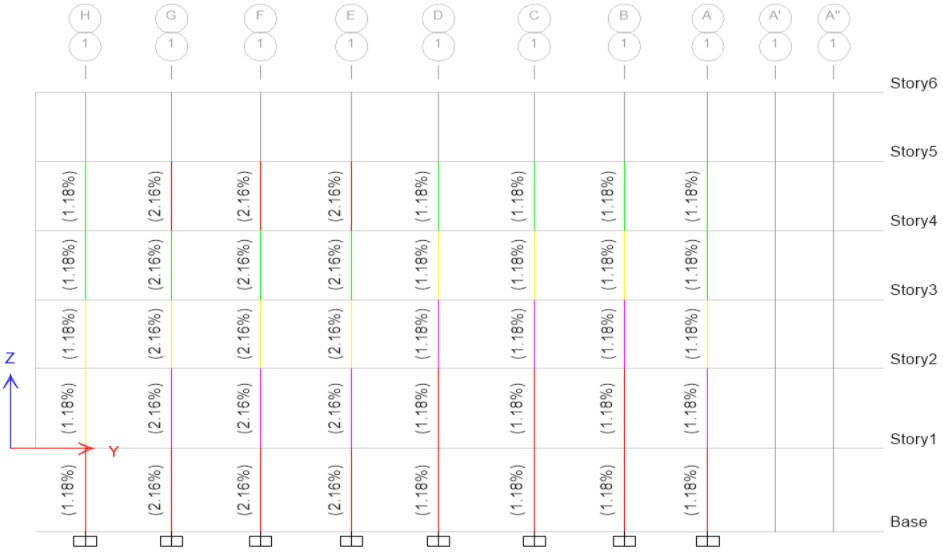


Fig. 63. Cuantías de acero Eje 1

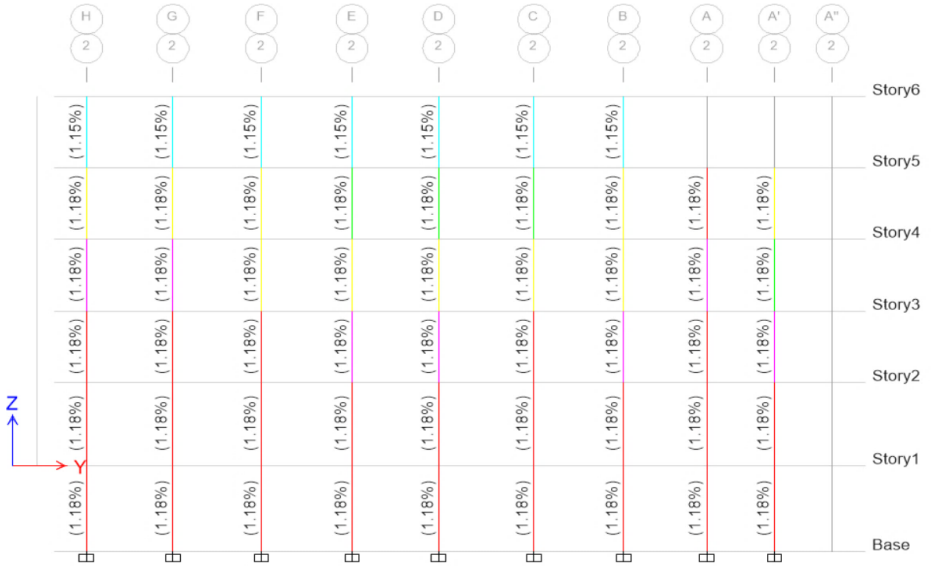


Fig. 64. Cuantías de acero Eje 2

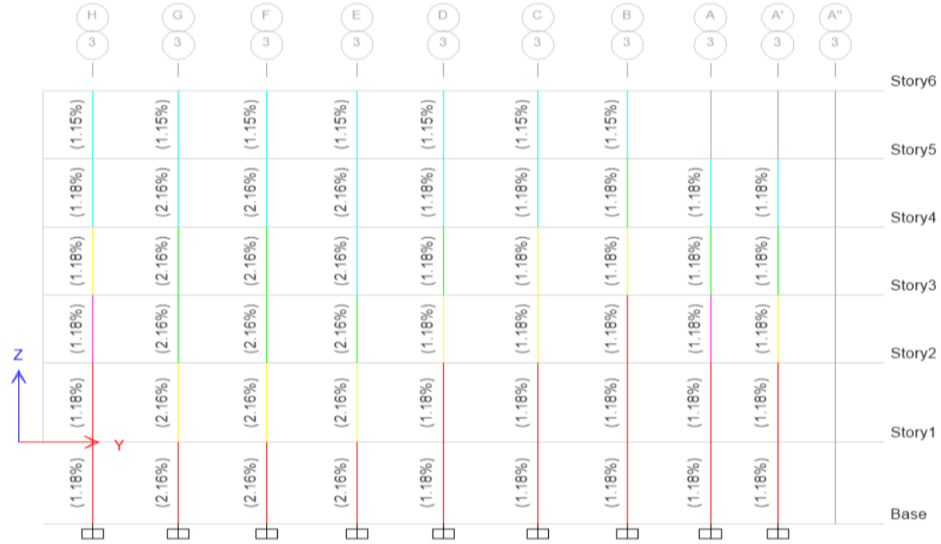


Fig. 65. Cuantías de acero Eje 3

- *Demanda-Capacidad*

La comparación de la solicitación actuante en las columnas con su resistencia disponible se muestra en la Fig. 66, Fig. 67 y Fig. 68, se muestran los ratios o valores de D/C de las columnas del eje 1, 2 y 3, principalmente las columnas de primeros 2 niveles se encuentran sobre esforzadas trabajando a más del 100 % de su capacidad.

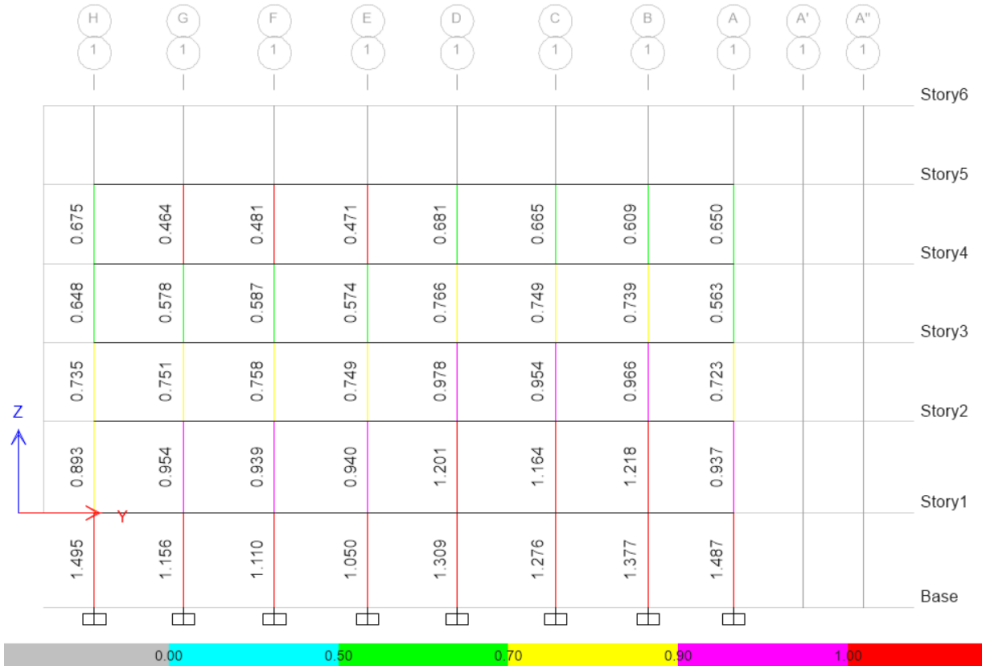


Fig. 66. D/C Columnas Eje 1

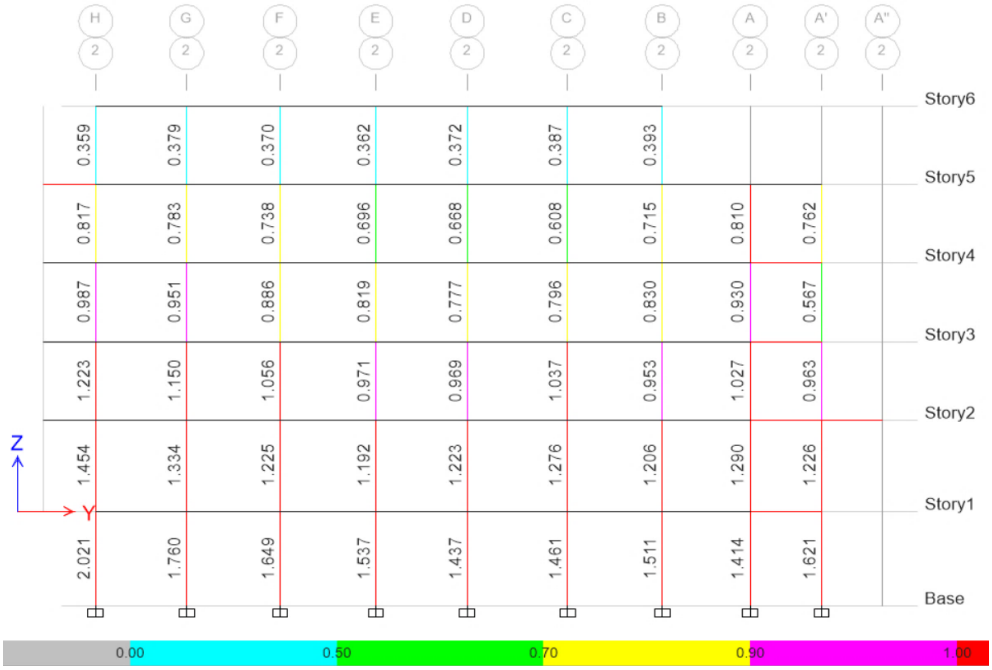


Fig. 67. D/C Columnas Eje 2

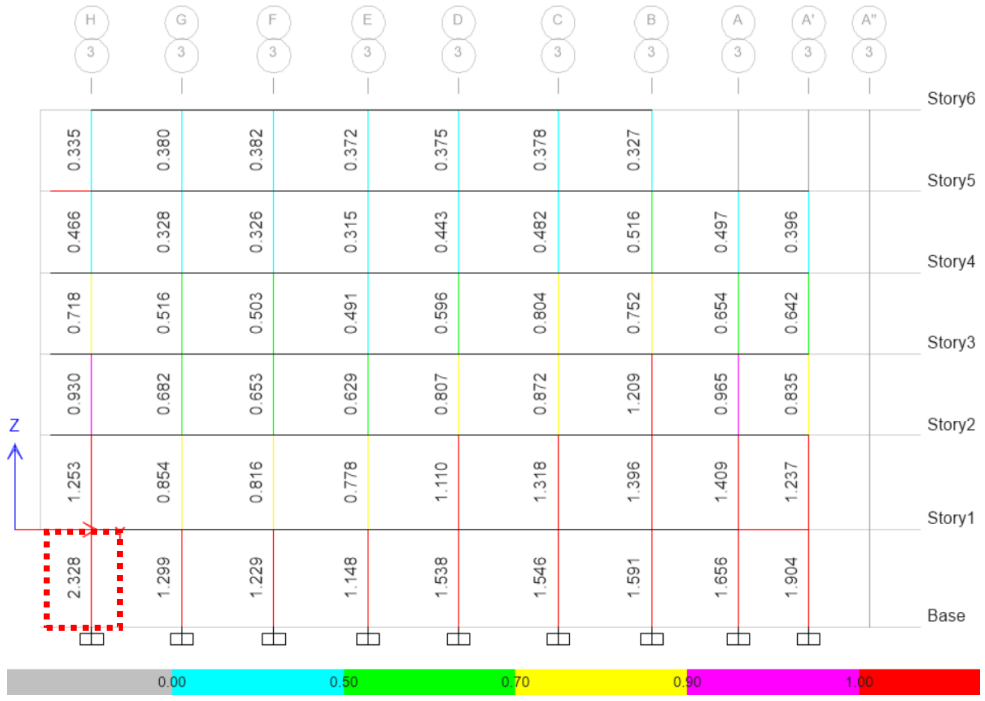


Fig. 68. D/C Columnas Eje 3

La columna más crítica corresponde a la 3H en la Planta baja, que se encuentra trabajando a una D/C de 2.328, por lo que a continuación se presenta el diagrama de interacción para estudiar su comportamiento.

- *Diagrama de interacción*

Las columnas de 60x40 se encuentran sometidas a las diferentes combinaciones de carga, no siendo capaz de satisfacer la demanda para algunas combinaciones de carga especialmente las que incluyen el SISMO o ESPECTRO ya que para las mismas se encuentran fuera del diagrama.

En la Fig. 69 se observa que la columna 3H falla principalmente en el eje X ya que este corresponde al sentido más corto y débil del edificio, las combinaciones de carga presentan momentos mayores a los que la columna resiste por lo que es necesario aumentar la capacidad a flexión del elemento o disminuir las fuerzas de SISMO que generan grandes momentos.

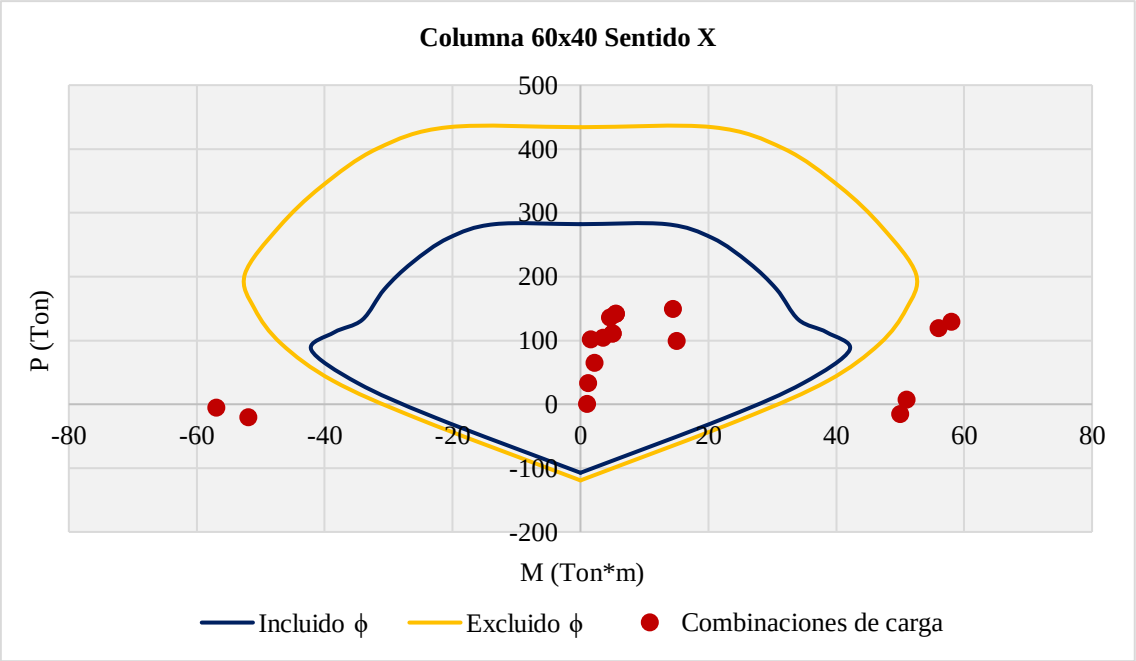


Fig. 69. Diagrama de interacción sentido X

De similar manera en el sentido Y mostrado en la Fig. 70, se evidencian combinaciones de carga fuera del diagrama, sin embargo, para este caso el elemento resiste un poco mejor al encontrase orientadas en el sentido fuerte del edificio distribuyendo mejor las fuerzas sísmicas.

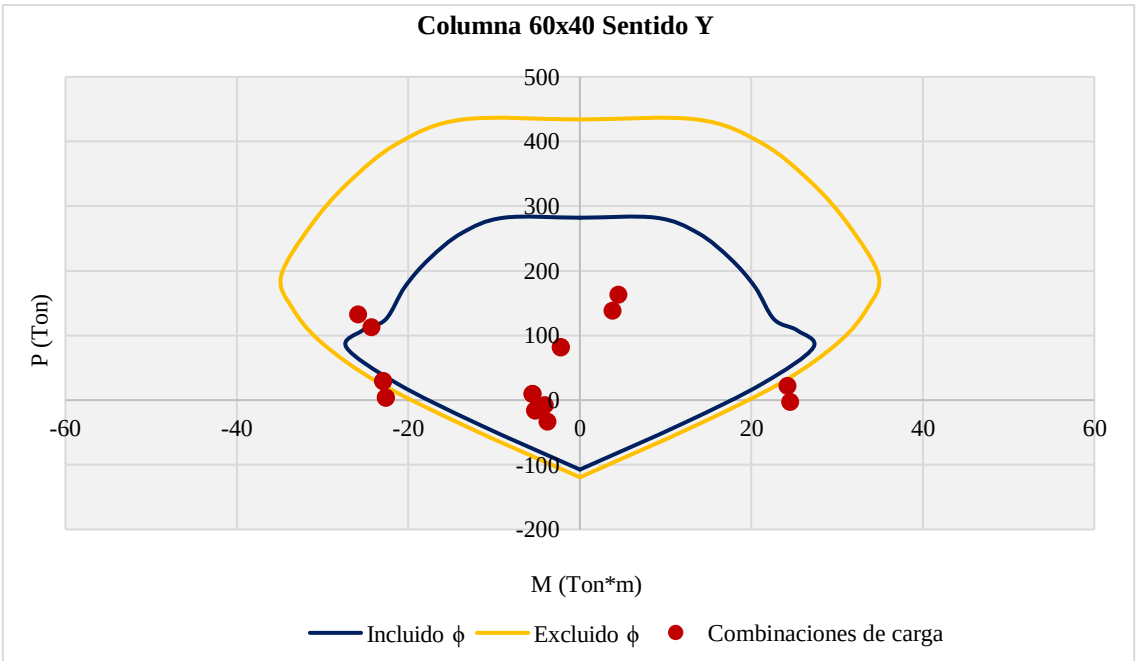


Fig. 70. Diagrama de interacción sentido Y

- *Revisión a Corte*

La armadura en forma de estribos dispuesta en la columna se verifico empleando las ecuaciones descritas.

$$A_{sh} = 0.3 * \frac{s * b_c * f'c}{fy_t}\left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1\right]$$

$$A_{sh} = 0.3 * \frac{10 * 34 * 210}{2800}\left[\left(\frac{2400}{1836}\right) - 1\right] = 2.35\ cm^2$$

Aplicando:

$$A_{sh} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'c}{fy_t}$$

$$A_{sh} = 0.09 * \frac{10 * 34 * 210}{2800} = 2.30\ cm^2$$

Se elige el mayor valor de 2.35 cm^2 de acero transversal, se verifica que el cumplimiento de esto y el espaciamiento en la TABLA XLIII.

TABLA XLIII
REVISIÓN A CORTE

Zona de confinamiento		
f'c	210	kg/ cm^2
fy	2800	kg/ cm^2
ϕ estr	10	mm
He	3.72	m
Lo	62	cm
s max	10	cm
s real	10	OK
Ash min	2.35	cm^2
Vinchas req	3	u
Vinchas real	4	OK
Ash real	3.14	OK

El espaciamiento de estribos máximo calculado corresponde a 10 cm, cumpliendo con esto al disponer de espaciamientos de 10 cm, mientras que el acero de estribos requerido es de 2.35 cm^2 correspondiente a 3 ramales por sentido, mientras que el acero real es de 3.14 cm^2 es decir 4 ramales por sentido, por lo que la columna no tiene problemas con la armadura a corte.

- *Revisión Columna fuerte-Viga débil*

Este parámetro se verificó comparando los momentos nominales de columnas y vigas, para determinar este parámetro se analizó los elementos más críticos correspondientes a las columnas y vigas adyacentes al nudo 2D del Nv+0.00.

TABLA XLIV
REVISIÓN COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL

Sentido X		
Vigas		
f'c	210	kg/cm^2
fy	4200	kg/cm^2
b	30	cm
d	55.5	cm
As (-)	18.84	cm^2
As (+)	9.42	cm^2
Mpr (-)	45.76	Ton-m
Mpr (+)	25.16	Ton-m
∑ M viga	70.92	Ton-m
Columna		
P inf	232.28	Ton
P sup	188.33	Ton
M inf	51.94	Ton-m
M sup	50.43	Ton-m
∑ M col	102.37	Ton-m
∑ M col/∑ M viga	1.44	
OK		

Sentido Y		
Vigas		
f'c	210	kg/cm^2
fy	4200	kg/cm^2
b	30	cm
d	55.7	cm
As (-)	10.05	cm^2
As (+)	6.03	cm^2
Mpr (-)	26.78	Ton-m
Mpr (+)	16.69	Ton-m
∑ M viga	43.48	Ton-m
Columna		
P inf	189.26	Ton
P sup	150.74	Ton
M inf	34.32	Ton-m
M sup	32.81	Ton-m
∑ M col	67.13	Ton-m
∑ M col/∑ M viga	1.54	
OK		

Empleando la ecuación mostrada a continuación se obtuvo la relación de momentos nominales de columnas sobre vigas, cumpliendo la condición para ambos sentidos, siendo los momentos de columnas un 44 % mayor que el de las vigas en X, mientras que un 54 % en Y.

$$\sum Mn\ col \geq 1.2 \sum Mn\ vig$$

$$\frac{102.37}{70.92} = 1.44$$

$$1.44 > 1.20$$

$$CUMPLE$$

El nudo cumple con la verificación por lo que se asegura que el mecanismo de falla se desarrolle en las vigas (zonas más dúctiles) evitando fallas frágiles en las columnas, que son elementos críticos para la estabilidad global del edificio.

- *Revisión Corte del nudo*

Para garantizar el adecuado comportamiento del nudo frente a fuerzas cortantes, se verificó la resistencia al corte en dicha zona empleando las propiedades de los elementos que llegan a la intersección, para esto se analizó el nudo más crítico correspondiente al 2D del Nv.+ 0.00.

TABLA XLV
REVISIÓN CORTE DEL NUDO

Sentido X		
T1	98.91	Ton
T2	49.46	Ton
Vcol	19.38	Ton
Vj	128.99	Ton
Tipo	2 caras conf.	
α	4.0	
Ac	2100.00	cm^2
ϕVn	103.47	Ton
ϕVn ≥ Vj	NO	

Sentido Y		
T1	52.75	Ton
T2	31.65	Ton
Vcol	11.88	Ton
Vj	72.52	Ton
Tipo	2 caras conf.	
α	4.0	
Ac	1800.00	cm^2
ϕVn	88.69	Ton
ϕVn ≥ Vj	OK	

En el sentido X la cortante resistente del nudo es 103.47 Ton siendo menor a la cortante solicitante de 128.99 Ton, mientras que en el sentido Y la cortante resistente es 88.69 Ton siendo mayor a la cortante solicitante de 72.52 Ton.

$$\emptyset\, V_n \geq V_j$$

$$103.47\, Ton < 128.99\, Ton$$

$$NO\ CUMPLE$$

Dado que la condición no se cumple en ambos sentidos, de manera general en el nudo no cumple con los requisitos normativos a corte, por lo que no tiene la suficiente resistencia al esfuerzo cortante para soportar las fuerzas transmitidas por los elementos conectados.

15) *Análisis estático no lineal (Pushover)*

El análisis estático no lineal Pushover se realizó en el software de cálculo estructural siguiendo las disposiciones de la ASCE 41-13, a continuación, se muestran los resultados de este análisis.

a) *Propiedades no lineales*

- *Hormigón*

Para representar el comportamiento del concreto confinado cuando supera el rango elástico por acción de las cargas sísmicas se emplea el modelo de Mander mostrado en la Fig. 71.

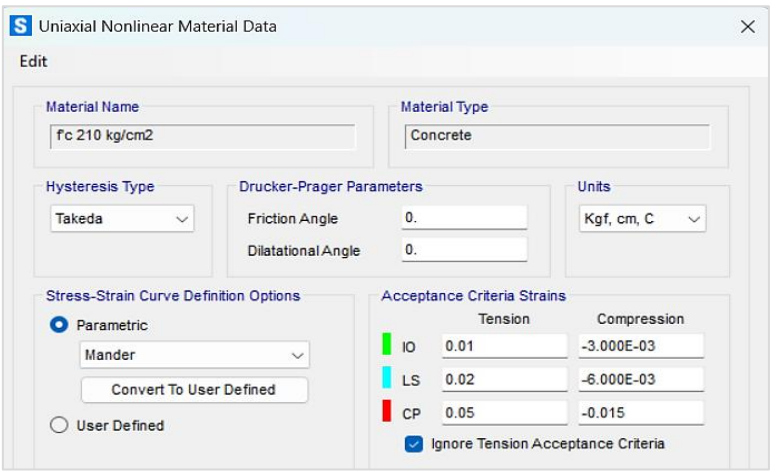


Fig. 71. Propiedades no lineales del hormigón

- *Acero*

El comportamiento del acero bajo cargas cíclicas (evento sísmico) se representa mediante el modelo de Park como se observa en la Fig. 72.

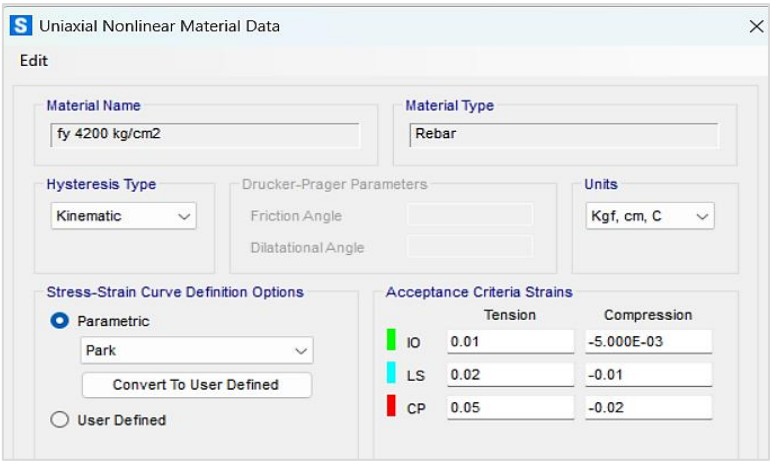


Fig. 72. Propiedades no lineales del acero

b) *Inercias agrietadas*

Con el fin de representar la degradación de la inercia en los elementos de hormigón en procedimientos no lineales se empleó los valores recomendados por la ASCE 41-13.

$$I_g = 0.70\ (flexión),\ 0.40\ (corte) \rightarrow \text{Columnas}$$

$$I_g = 0.30\ (flexión),\ 0.40\ (corte) \rightarrow \text{Vigas}$$

c) *Acero en elementos*

Las áreas se ingresan en el software de cálculo definiendo diámetro y número de varillas para las columnas.

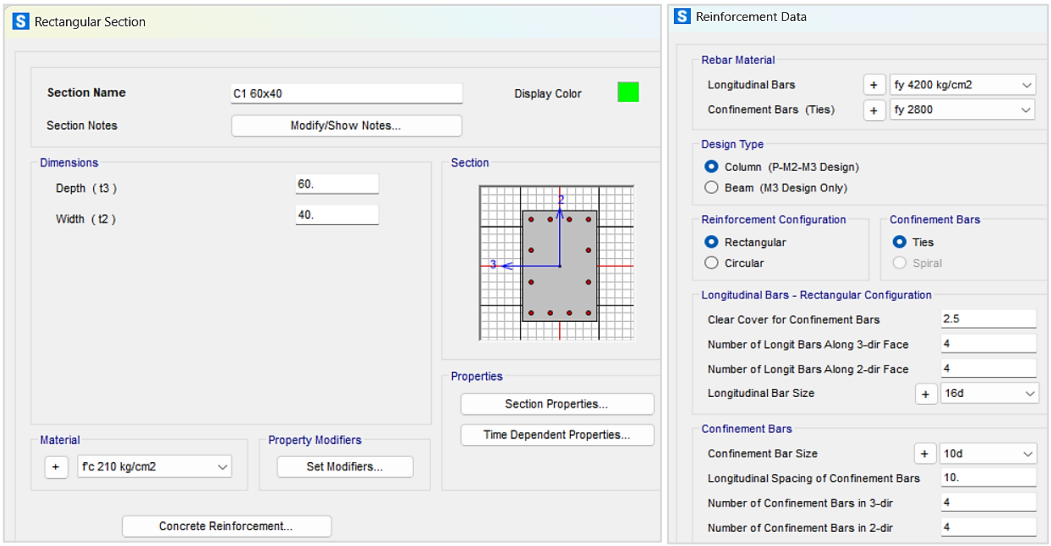


Fig. 73. Datos de columna 60x40 cm

Para las vigas se ingresa el área de acero superior e inferior en cada extremo del elemento como se observa en la Fig. 74.

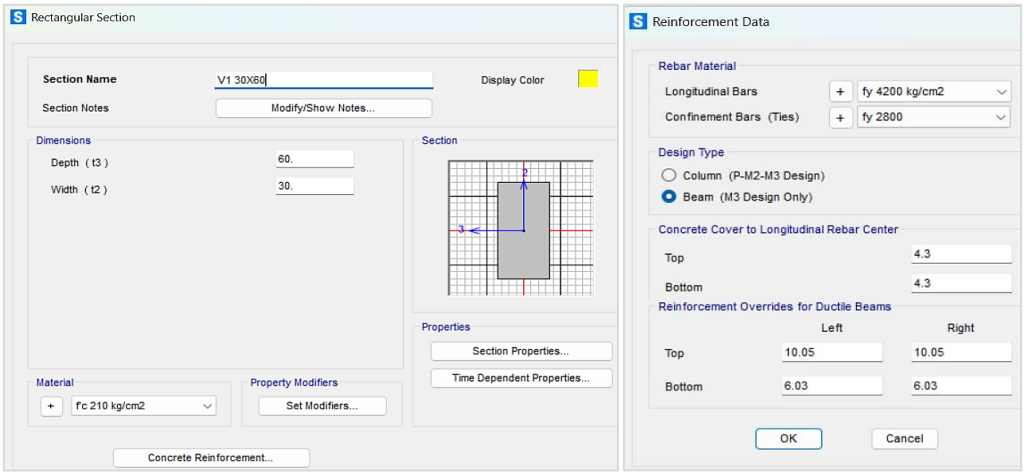


Fig. 74. Datos de viga 30x60 cm

d) *Carga gravitacional no lineal*

Esta carga simula el comportamiento de la estructura bajo su peso propio y cargas permanentes, considerando deformaciones y efectos inelásticos iniciales.

El valor empleado de CGNL corresponde al mismo de la carga sísmica reactiva, 100 % de CM con un 25 % de CV.

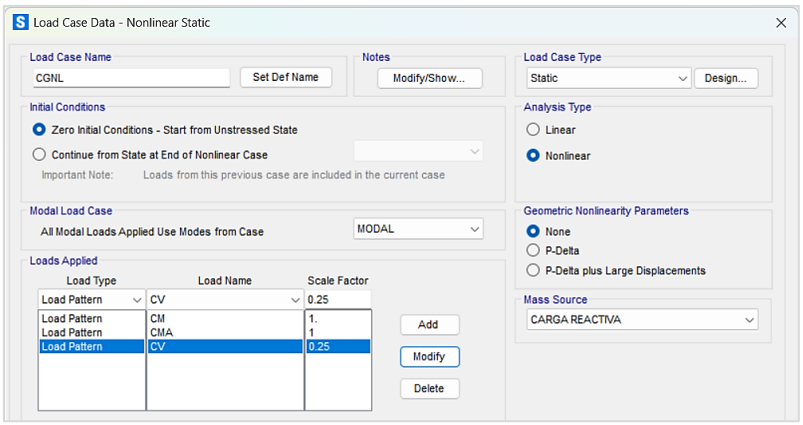


Fig. 75. CGNL Combinación

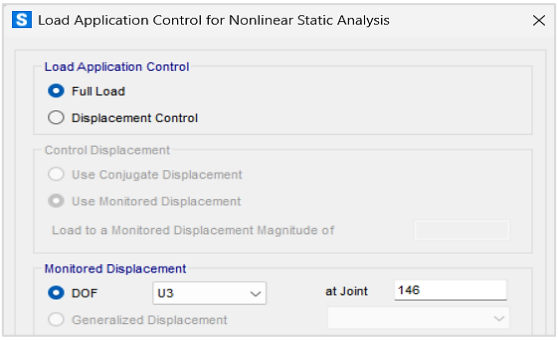


Fig. 76. CGNL Punto de control

e) *Cargas laterales*

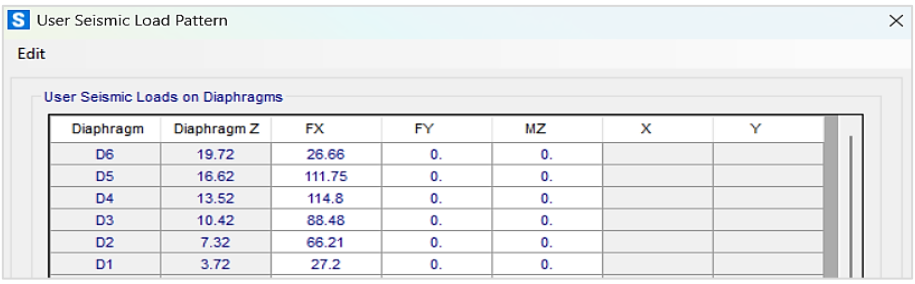
Las fuerzas que empujan al edificio se definieron manualmente calculadas como indica la normativa, siendo estas un porcentaje del cortante basal estático. En la TABLA XLIV se muestran las fuerzas empleadas para cada piso.

TABLA XLVI

FUERZAS LATERALES FX y FY

Pisos	hi	h	wi	wi*h	%	F
	(m)	(m)	(Ton)	(Ton*m)		(Ton)
6	3.10	19.72	74.76	1474.32	0.06	26.66
5	3.10	16.62	371.78	6179.03	0.26	111.75
4	3.10	13.52	469.54	6348.13	0.26	114.80
3	3.10	10.42	469.54	4892.57	0.20	88.48
2	3.60	7.32	500.12	3660.85	0.15	66.21
1	3.72	3.72	404.24	1503.76	0.06	27.20
		Σ	2289.97	24058.66	1.00	435.09

Las fuerzas FX y FY se definieron en el programa como se evidencia en la Fig. 77, aplicadas al centro de masa de cada nivel para esto de definió anteriormente cada piso como diafragma.



Diaphragm	Diaphragm Z	FX	FY	MZ	X	Y
D6	19.72	26.66	0.	0.		
D5	16.62	111.75	0.	0.		
D4	13.52	114.8	0.	0.		
D3	10.42	88.48	0.	0.		
D2	7.32	66.21	0.	0.		
D1	3.72	27.2	0.	0.		

Fig. 77. Fuerzas laterales

f) *Rótulas plásticas*

- *Longitud de rotula plástica*

Las rotulas plásticas para las vigas se determinaron mediante la ecuación presentada, a manera de ejemplo se muestra el cálculo para la rótula de la viga V1 para una longitud libre de 3.46 m.

$$Lp = 0.08 * \mathrm{L} + 0.022 * \mathrm{db} * \mathrm{fyd}$$

$$Lp = 0.08 * 3.46 + 0.022 * 0.016 * 4111.88$$

$$Lp = 0.42\ \mathrm{m}$$

Le corresponde una Lp de 0.42 m en el inicio y final del elemento, en la TABLA XLV a continuación se muestran los valores para las diferentes vigas.

TABLA XLVII
LONGITUD DE RÓTULAS PLÁSTICAS VIGAS

VIGAS								
Viga	**L**	**b col**	**Ln**	**db**	**Fy**	**Lp**	**Li**	**Lf**
	m	**M**	**m**	**m**	**MPa**	**m**	**%**	**%**
V1	3.86	0.40	3.46	0.016	411.88	0.42	0.11	0.89
V2	7.93	0.60	7.33	0.018	411.88	0.75	0.09	0.91
V3	3.86	0.60	3.26	0.020	411.88	0.44	0.11	0.89
VB	7.52	0.40	7.12	0.014	411.88	0.70	0.09	0.91
VS	3.86	0.40	3.46	0.014	411.88	0.40	0.10	0.90

Mientras que las Lp que les corresponden a las columnas son las siguientes:

TABLA XLVIII

LONGITUD DE RÓTULAS PLÁSTICAS COLUMNAS

COLUMNAS								
Columna	**L**	**h vig**	**Ln**	**db**	**Fy**	**Lp**	**Li**	**Lf**
	m	**M**	**m**	**m**	**MPa**	**m**	**%**	**%**
C1	3.72	0.60	3.12	0.018	411.88	0.41	0.11	0.89
C2	3.72	0.60	3.12	0.025	411.88	0.48	0.13	0.87
C3	3.60	0.60	3.00	0.014	411.88	0.37	0.10	0.90

g) *Rotula plástica*

En la TABLA XLIX se muestra los valores de ingreso calculados a partir de las tablas de 10-7 y 10-8 de la ASCE 41-13 para definir la rótula plástica en el software.

TABLA XLIX

RÓTULA PLÁSTICA DE VIGA

VIGA V1		
a	7.88	Cm
My	19.66	Ton -m
Ec	189837.04	kg/ cm^2
Iv	540000	cm4
θy	0.00123	Rad
Vs	24.49	Ton
cond 1	0.112	De 0.0-0.5
cond 2	10	CONFORME
cond 3	25.36	CONFORME
cond 4	0.004	≤ 3
θu	0.0212	Rad
Mu	23.76	Ton-m
Mr	3.93	Ton-m
θr	0.04	Rad

En la Fig. 78 se muestra la rótula plástica de la viga V1 mediante el diagrama momento-rotación con los limites IO, LS y CP.

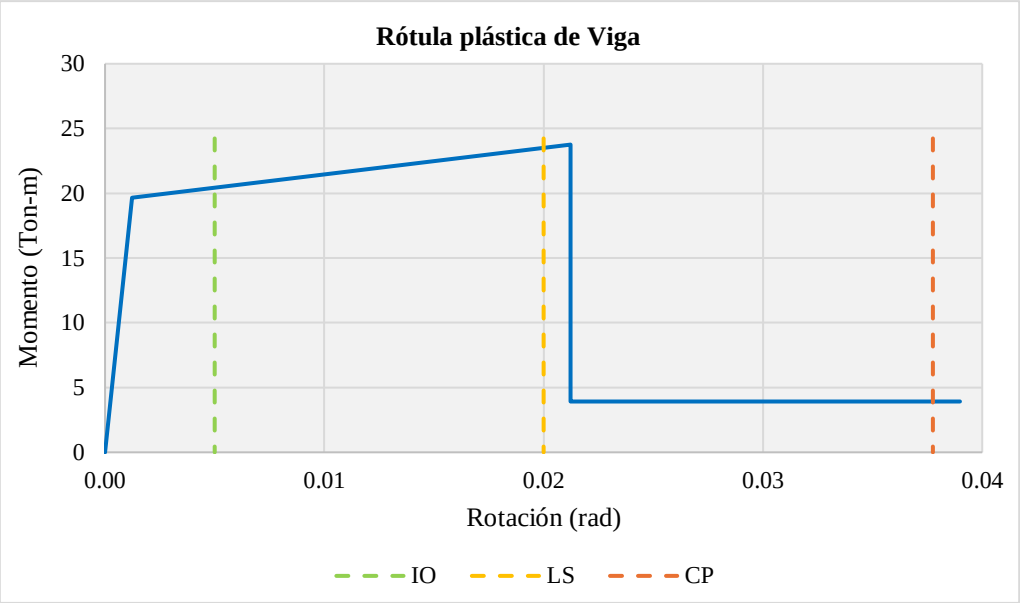


Fig. 78. Rótula plástica de viga

La asignación de las rótulas plásticas se realiza en los extremos del elemento a una distancia relativa, a manera de ejemplo en la Fig. 79 se lo realiza a 0.11 y 0.89 para la viga V1.

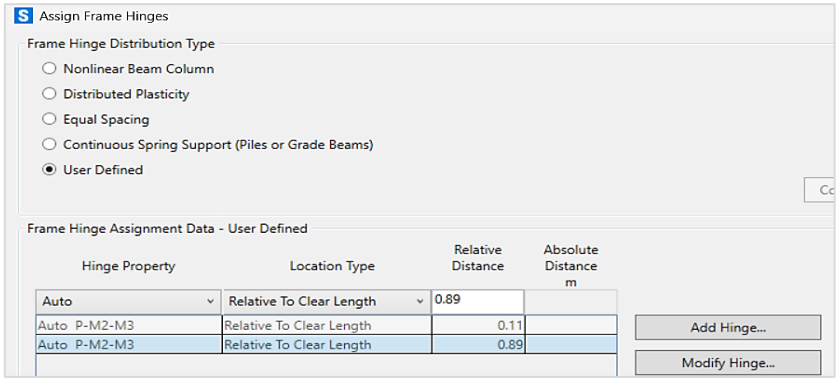


Fig. 79. Ubicación relativa de rótulas de viga

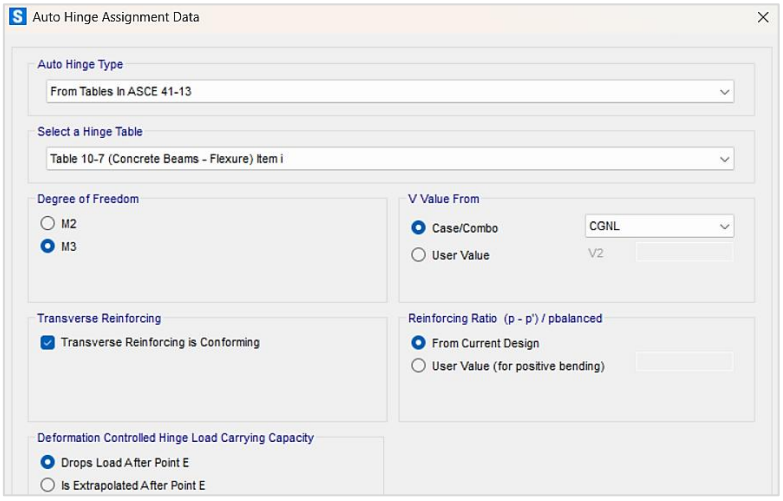


Fig. 80. Asignación de rótula de viga

Las rótulas asignadas en vigas y columnas se evidencian en la Fig. 81 y Fig. 82.

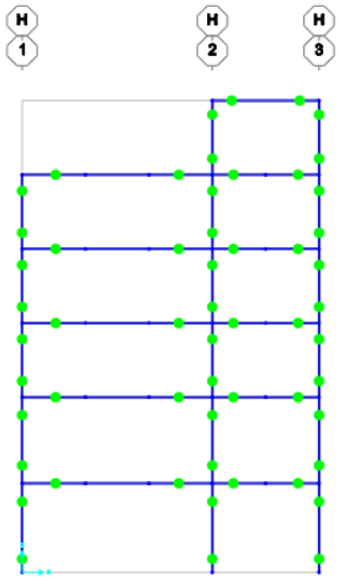


Fig. 81. Rótulas asignadas en columnas y vigas

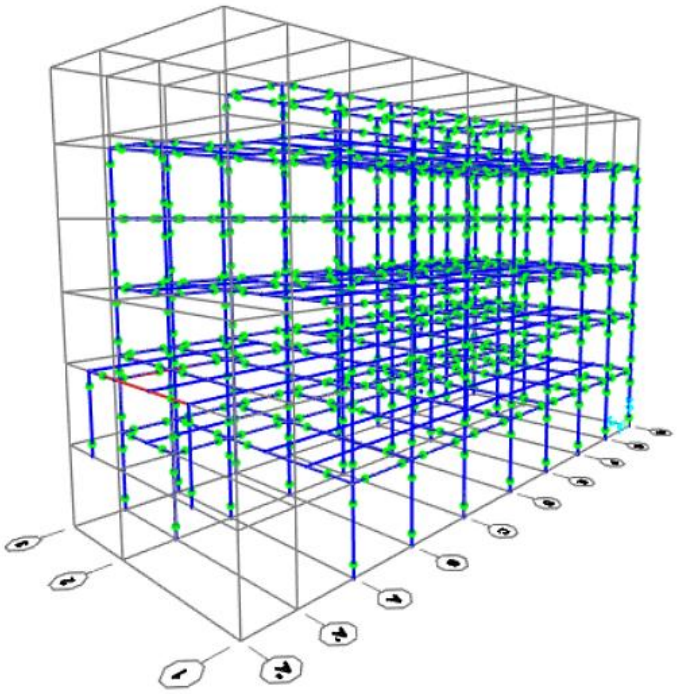


Fig. 82. Vista 3D rótulas asignadas

h) *Demandas sísmicas*

Corresponde a los niveles de amenaza sísmica para evaluar la estructura ante diferentes eventos sísmicos: SISMO FRECUENTE, OCASIONAL, RARO Y MUY RARO.

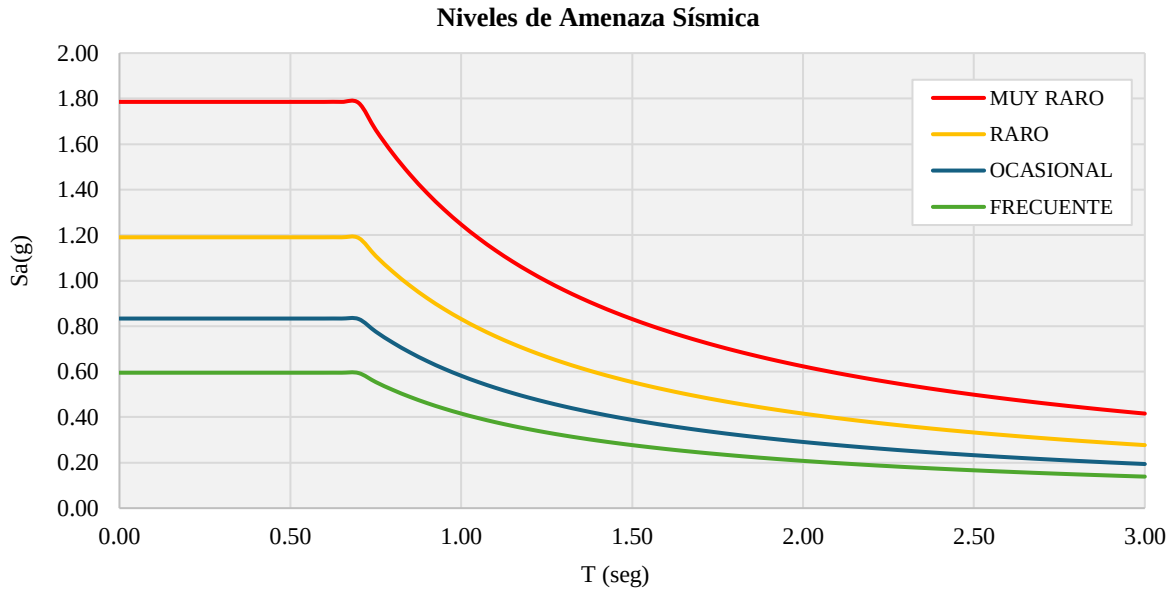


Fig. 83. Niveles de amenaza sísmica

Los niveles de amenaza sísmica se ingresan en el programa para evaluar el desempeño sísmico de la estructura para cada uno de los niveles mencionados.

i) *Carga Pushover*

Esta carga lateral estática incremental se define a partir de las fuerzas laterales FX y FY, se aplica a la estructura para simular la acción del sismo evaluando el comportamiento no lineal del edificio a medida que aumenta la demanda sísmica.

Se emplea un control por desplazamiento máximo del 4 % de la altura total del edificio, es decir 0.7888 m, monitoreado en un punto específico del último piso.

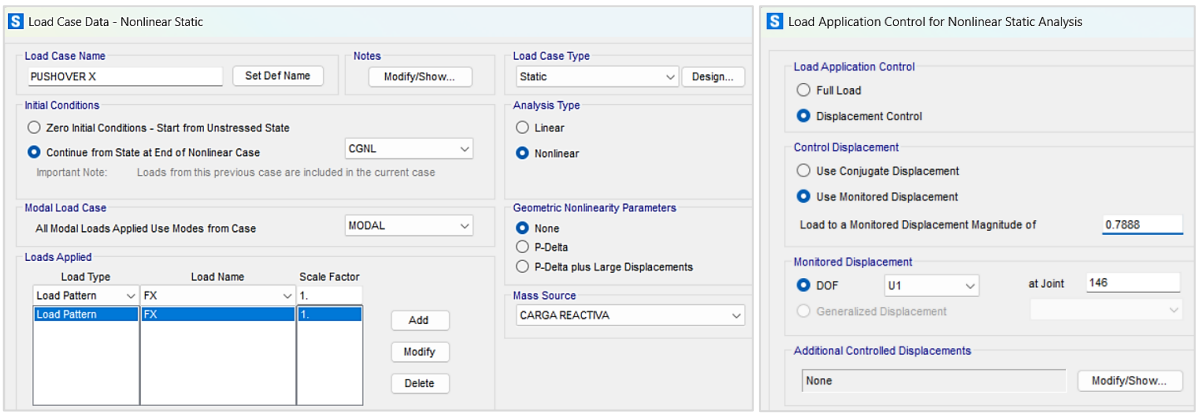


Fig. 84. Carga PUSHOVER X

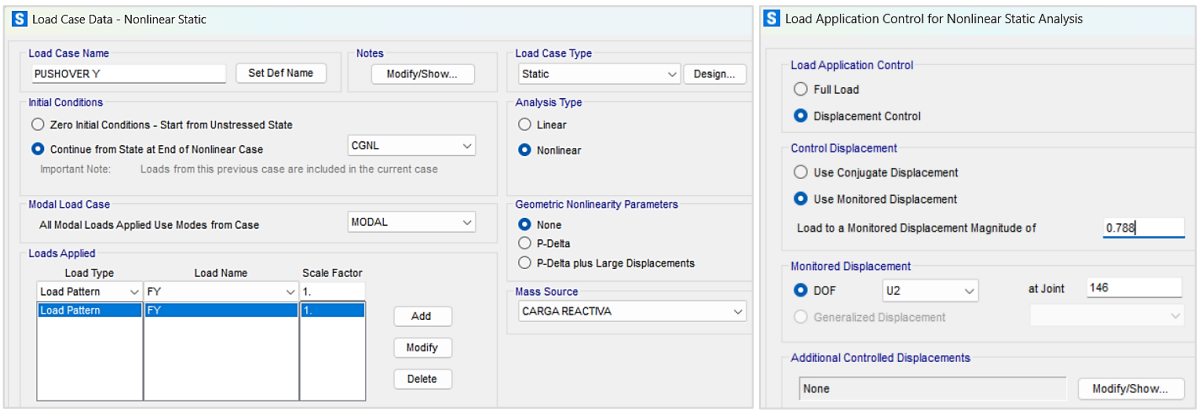


Fig. 85. Carga PUSHOVER Y

j) *Formación de rótulas plásticas*

Del análisis Pushover ya ejecutado en el software con todos los componentes antes mencionados se produce la formación de rotulas plásticas mostradas a continuación.

- *Sentido X*

Aplicando la Carga PUSHOVER X:

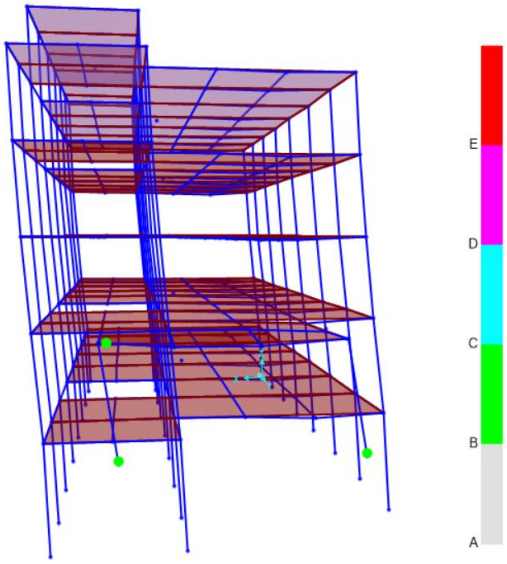


Fig. 86. Formación rótulas paso 3

En el paso 3, la estructura presenta un desplazamiento de 7.04 cm con la formación de 3 rotulas plásticas en el pórtico del eje A" del segundo nivel, se encuentran en el rango de B-C.

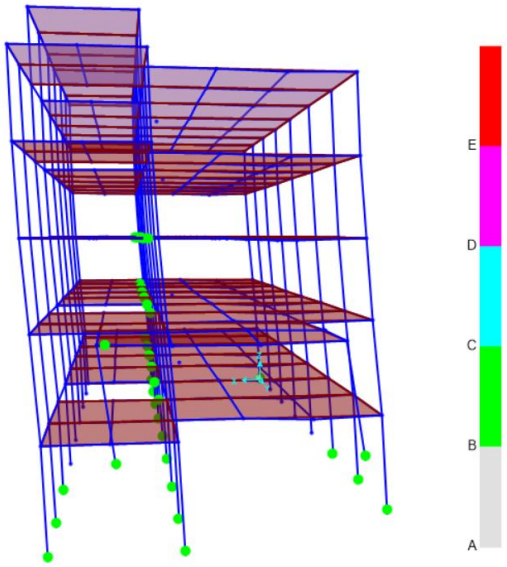


Fig. 87. Formación rótulas paso 5

En el paso 5, se alcanza un desplazamiento de 13.4 cm, se identifica la formación de mayor número de rotulas plásticas en los primeros niveles, específicamente en las columnas del eje A'', A', A, B y vigas entre el eje 2-3, trabajando en B-C.

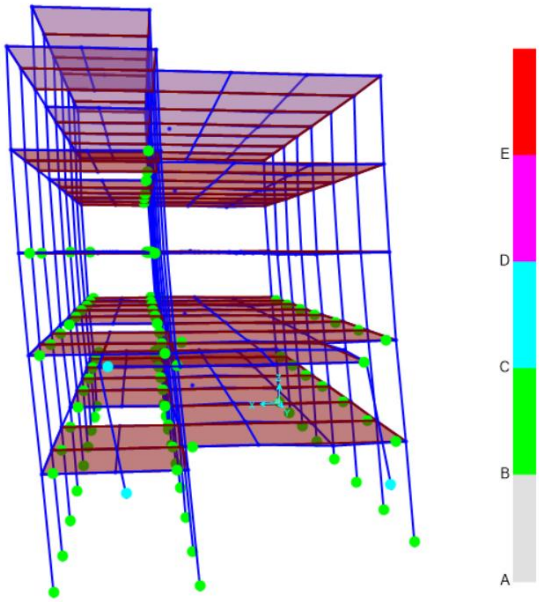


Fig. 88. Formación rótulas paso 8

En el paso 8, la estructura presenta un desplazamiento de 21.7 cm, con la formación de mayor número de rótulas plásticas en las columnas y vigas de los tres primeros niveles, las rótulas del pórtico del eje A'' se encuentran en C-D.

- *Sentido Y*

Aplicando la Carga PUSHOVER Y:

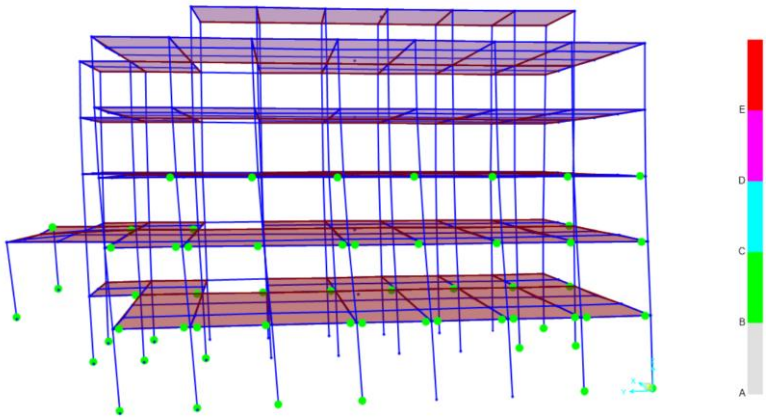


Fig. 89. Formación rótulas paso 2

En el paso 2, la estructura alcanza un desplazamiento 6.25 cm, se destaca la formación de rotulas plásticas principalmente en las columnas y vigas de los primeros dos niveles, encontrándose en B-C.

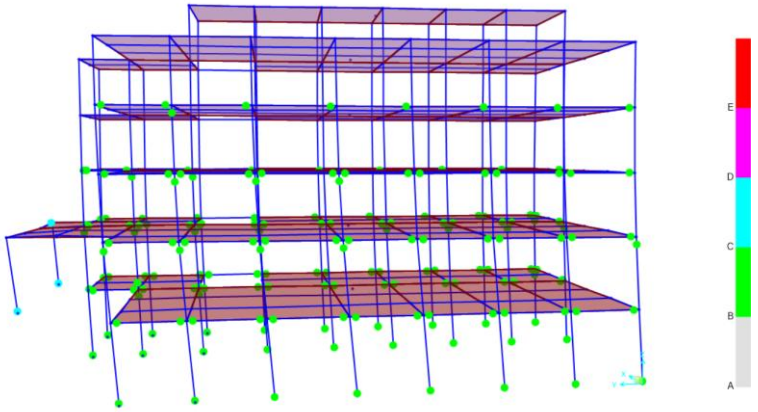


Fig. 90. Formación rótulas paso 4

En el paso 4, hay un desplazamiento de 15.2 cm con la presencia de rotulas plásticas en los primeros tres niveles, las rotulas del pórtico del eje A" se encuentran el C-D.

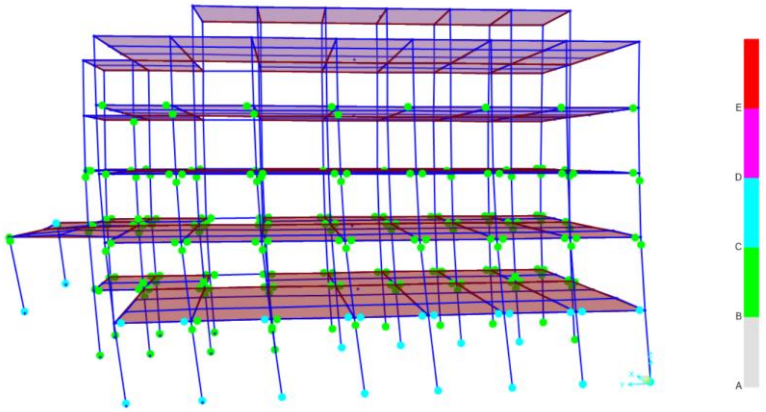


Fig. 91. Formación rótulas paso 5

En el paso 5, la estructura se desplaza hasta 20.1 cm, con rotulas plásticas de columnas del eje 1,2 y algunas vigas del eje 1 encontrándose en C-D, por lo que es necesario reforzar estos elementos.

k) *Curva de capacidad*

La relación entre el cortante basal y el desplazamiento del edificio a medida que incrementan las cargas laterales se obtuvo del software, en la Fig. 92 se muestra la curva de capacidad para el sentido X.

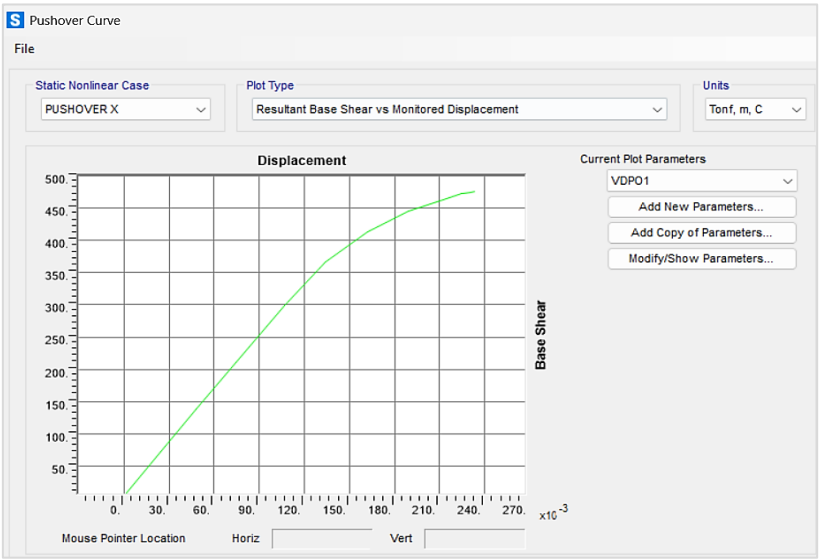


Fig. 92. Curva de capacidad

Para obtener el punto de desempeño se emplea el método de los coeficientes de la ASCE 41-13, que consiste en bilinealizar la curva en 2 partes, un tramo elástico y uno inelástico que permitan obtener los desplazamientos de fluencia (dy) y los desplazamientos de demanda (dd) para los diferentes niveles de amenaza sísmica.

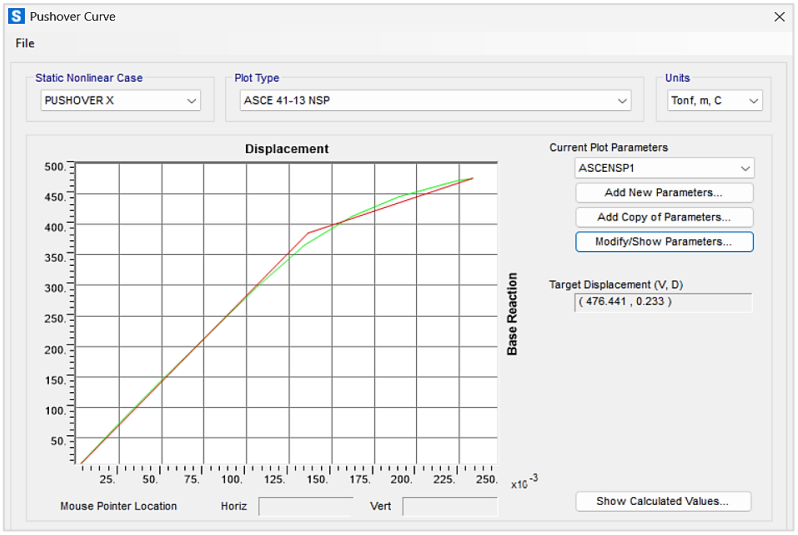


Fig. 93. Curva bilineal

En la Fig. 93 se muestra la curva de capacidad bilineal para el sismo RARO con un $dy = 0.136\ m$ y $dd = 0.23\ m$ para determinar el punto de desempeño sísmico.

l) *Punto de desempeño sísmico del edificio*

El punto de desempeño sísmico del edificio para los diferentes sismos se presenta a continuación:

- *SENTIDO X*

TABLA L

DESPLAZAMIENTOS EN X

Sismo	dy (m)	dd (m)	du (m)
Frecuente	0.087	0.143	0.233
Ocasional	0.125	0.196	0.233
Raro	0.136	0.230	0.233
Muy raro	0.136	0.230	0.233

Con los desplazamientos de fluencia, demanda y últimos en las siguientes figuras se muestra la curva de capacidad con los puntos de desempeño para los eventos sísmicos: FRECUENTE, OCASIONAL, RARO Y MUY RARO.

- *Sismo Frecuente*

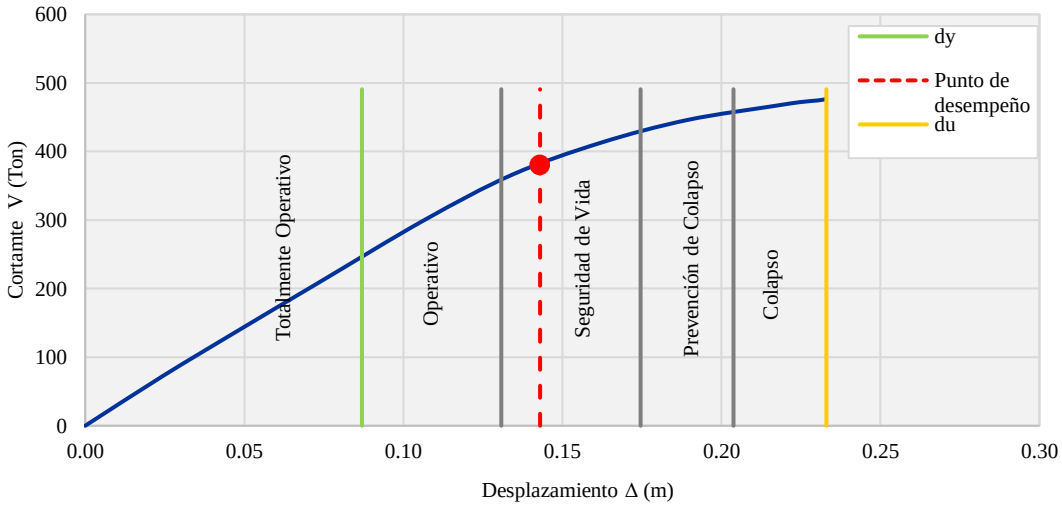


Fig. 94. Desempeño sismo frecuente

- *Sismo Ocasional*

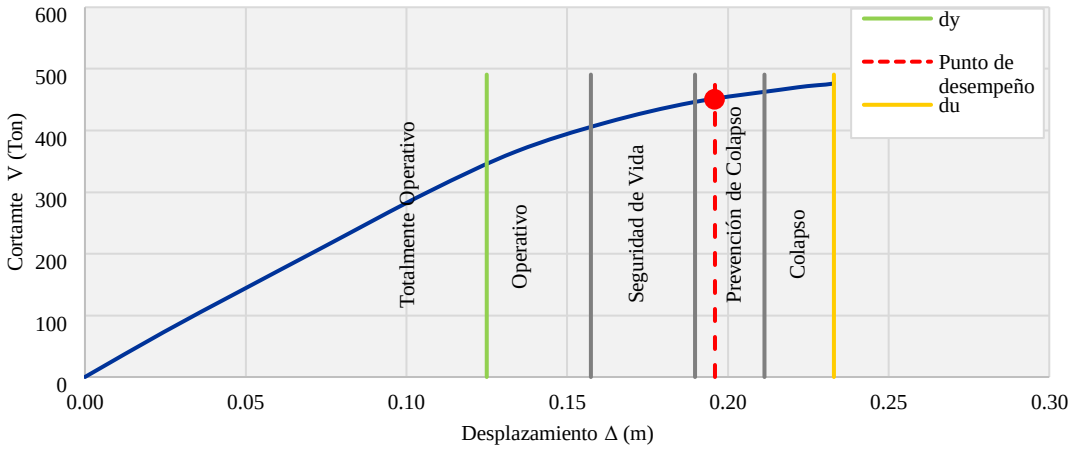


Fig. 95. Desempeño sismo ocasional

- *Sismo Raro*

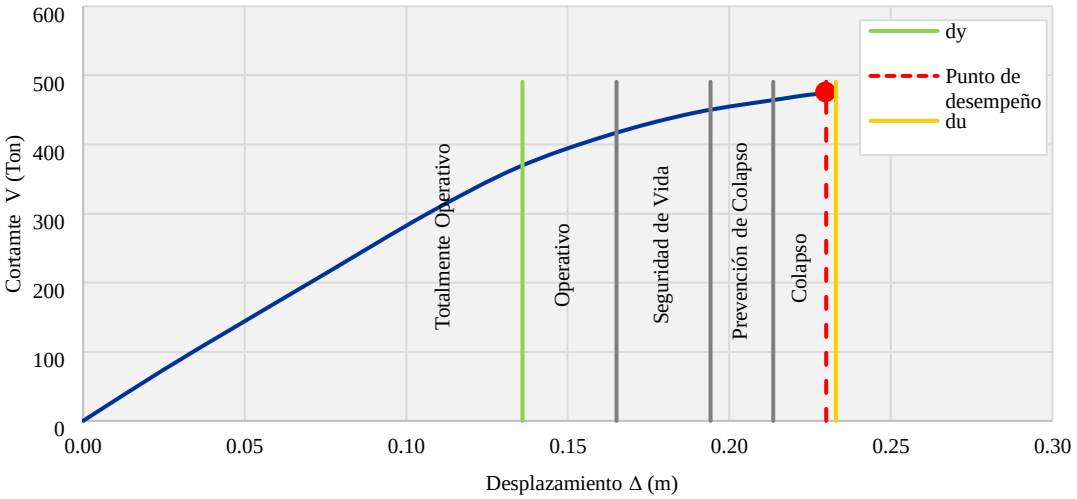


Fig. 96. Desempeño sismo raro

- *Sismo Muy Raro*

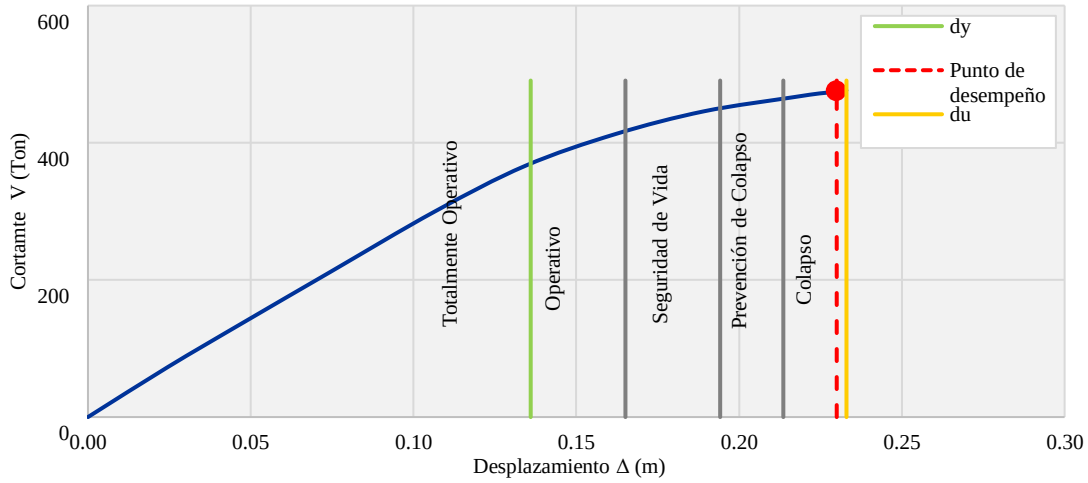


Fig. 97. Desempeño sismo muy raro

Para un sismo Frecuente mostrado en la Fig. 94, la estructura presenta un punto de desempeño símico en: Seguridad de Vida, en la Fig. 95 para un sismo Ocasional se encuentra trabajando en: Prevención de Colapso.

Mientras que para el sismo de diseño en la Fig. 96 correspondiente a Raro el edificio ya llegó al Colapso, alcanza un estado extremo de daño. Para el sismo Muy Raro mostrado en la Fig. 97 la estructura igualmente ya llega al Colapso.

En la TABLA LI a continuación se muestran los objetivos de desempeño sísmico esperados que propone VISION 2000 y se compara con el desempeño real del edificio.

TABLA LI

DESEMPEÑO SISMICO DEL EDIFICIO EN X

Amenaza sísmica	**Totalmente Operativo**	**Operativo**	**Seguridad de Vida**	**Prevención de Colapso**	**Colapso**
Frecuente			X		
Ocasional				X	
Raro					X
Muy Raro					X
	Desempeño esperado de la estructura				
X	Desempeño real de la estructura				

La estructura evaluada en el Sentido X para las diferentes amenazas sísmicas (Frecuente, Ocasional, Rara y Muy Rara), no alcanza los niveles mínimos de desempeño requeridos,

evidenciando que supera los límites aceptables de deformación o daño por lo que requiere un reforzamiento para alcanzar el desempeño esperado.

- *SENTIDO Y*

TABLA LII

DESPLAZAMIENTOS EN Y

Sismo	dy (m)	dd (m)	du (m)
Frecuente	0.056	0.084	0.270
Ocasional	0.062	0.120	0.270
Raro	0.069	0.193	0.270
Muy raro	0.077	0.268	0.270

- *Sismo Frecuente*

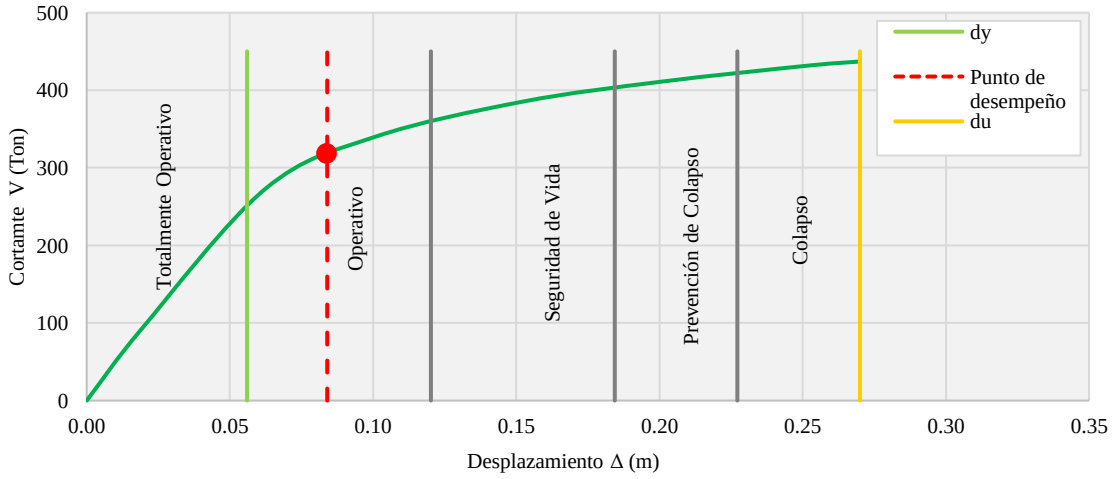


Fig. 98. Desempeño sismo frecuente

- *Sismo Ocasional*

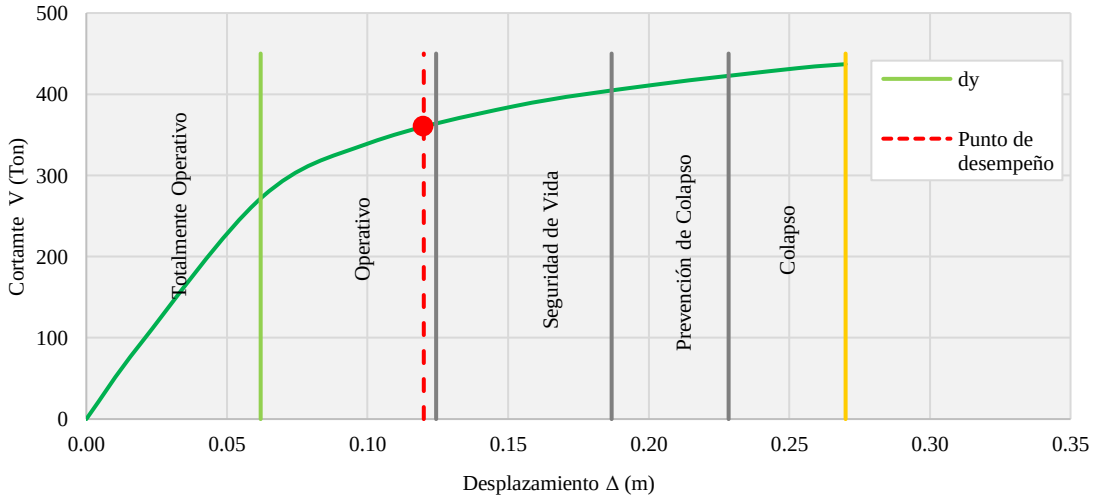


Fig. 99. Desempeño sismo ocasional

- *Sismo Raro*

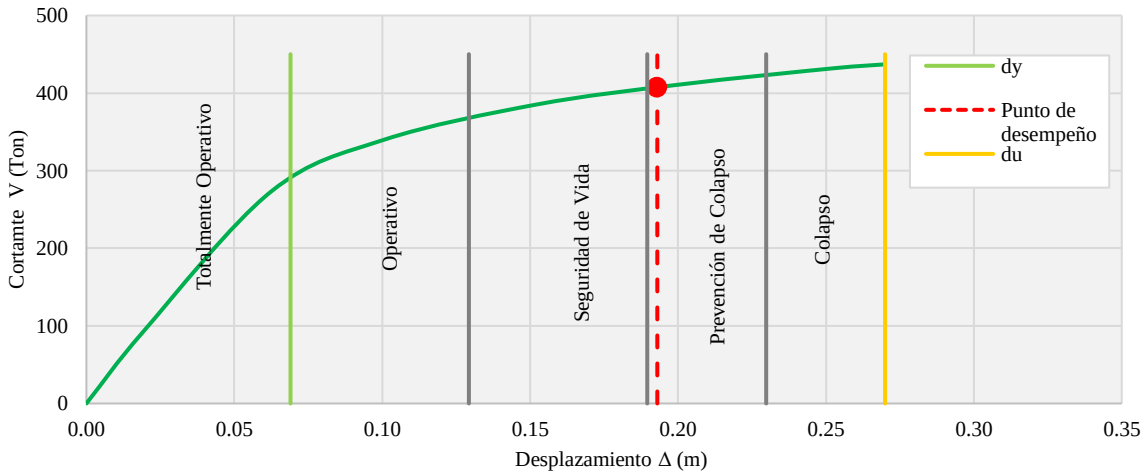


Fig. 100. Desempeño sismo raro

- *Sismo Muy Raro*

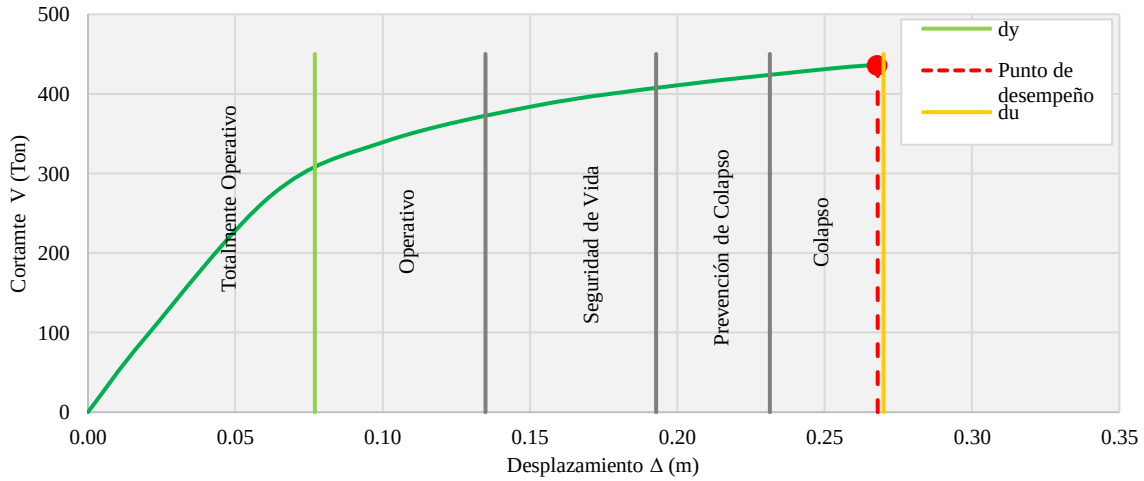


Fig. 101. Desempeño sismo muy raro

Para un sismo Frecuente mostrado en la Fig. 98, la estructura presenta un punto de desempeño símico: Operativo, en la Fig. 99 para un sismo Ocasional se encuentra trabajando de igual manera en: Operativo

Mientras que para el sismo de diseño en la Fig. 100 correspondiente a Raro el edificio está en: Prevención de Colapso, es decir presentara daños severos, deformaciones apreciables, pero se evita el colapso. Para el sismo Muy Raro mostrado en la Fig. 101 la estructura ya llego al colapso.

En la TABLA LIII a continuación se muestran los objetivos de desempeño sísmico que propone VISION 2000 y se compara con el desempeño real del edificio.

TABLA LIII

DESEMPEÑO SISMICO DEL EDIFICIO EN Y

Amenaza sísmica	Totalmente Operativo	Operativo	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso	Colapso
Frecuente		X			
Ocasional		X			
Raro				X	
Muy Raro					X
	Desempeño esperado de la estructura				
X	Desempeño real de la estructura				

La estructura evaluada en el sentido Y presenta un desempeño sísmico aceptable únicamente ante una amenaza sísmica Ocasional, cumpliendo con el objetivo de desempeño esperado.

Sin embargo, para las demás amenazas (Frecuente, Raro y Muy Raro), la edificación no alcanza los niveles mínimos de desempeño requeridos, evidenciando que supera los límites aceptables de deformación o daño por lo que requiere ser reforzada.

C. FASE 3: PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

De acuerdo a los resultados obtenidos del análisis sísmico lineal y no lineal del edificio, y considerando las deficiencias identificadas a nivel global de la estructura y a nivel de los elementos estructurales, se plantea la implementación de dos estrategias de reforzamiento estructural.

- Muros de corte
- Encamisado metálico de columnas

1) *Muros de corte*

Con el objetivo de controlar las derivas excesivas del edificio ante la acción sísmica, se propone la implementación de muros de corte de hormigón armado de 25 cm de espesor ubicados en puntos estratégicos de la estructura para aumentar la rigidez lateral de la estructura, como se evidencia en la Fig. 102.

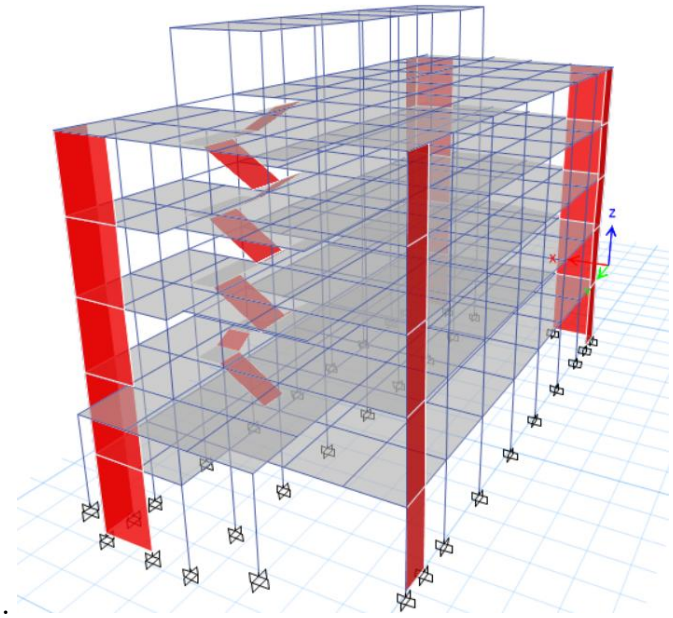


Fig. 102. Muros de corte

La implementación de muros de corte contribuye también a mejorar la capacidad global del sistema estructural, disminuyendo la demanda sísmica en elementos clave como columnas y vigas que antes se encontraban sobre esforzadas por las cargas sísmicos, en la TABLA LIV se detallan las características de los 2 tipos de muros empleados.

TABLA LIV

DESCRIPCIÓN DE LOS MUROS DE CORTE

Tipo	Número	Longitud (m)	Espesor (m)
M1	3	2.50	0.25
M2	4	1.50	0.25

En la Fig. 103, se muestra la ubicación de los muros de corte:

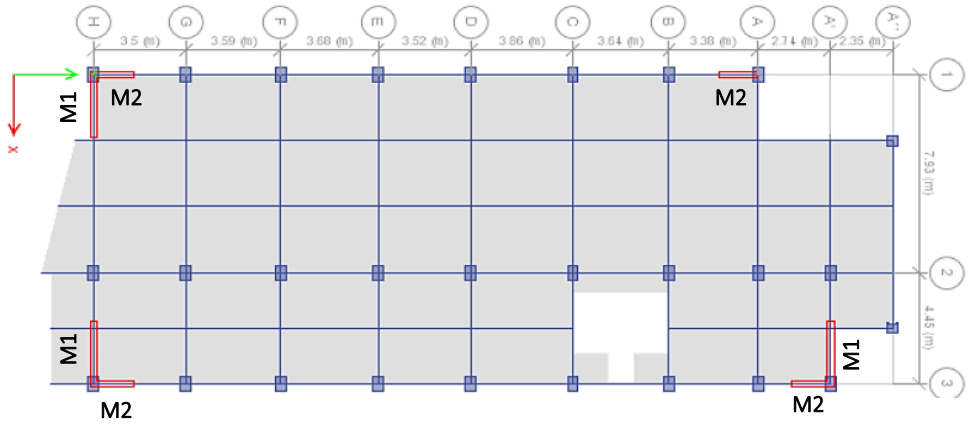


Fig. 103. Ubicación de los muros de corte

Del software se obtiene la carga, momento y cortante última del muro más crítico para el diseño, en la siguiente tabla se muestra las verificaciones, indicando el uso de cabezales en los extremos del muro, además la cuantía a compresión no sobrepasa el máximo del 4 % y 6% a tracción.

TABLA LV

DISEÑO MURO DE CORTE

Datos del Muro		
Lw	250	cm
tw	25	cm
Hw	1662	cm
Pu	395.25	t
Mu	312.77	t-m
Vu	92.70	t
rec	3.00	cm
f'c	240	kg/ cm^2
fy	4200	kg/ cm^2

Cálculos		
Av	6250	cm^2
esf c	183	kg/ cm^2
esf lim	48	kg/ cm^2
Requiere Cabezal		
t	25	cm
b1	40	cm
Ag	1000.00	cm^2
Chequeo Compresión		
Fc	346.56	Ton
As	33.94	cm^2
As max	40.00	OK
Chequeo Tensión		
Ft.	48.69	Ton
As	11.59	cm^2
As max	60.00	OK

Mientras que en la siguiente tabla se evidencia el diseño del cabezal y el acero de la pantalla central y el acero a corte.

TABLA LVI

DISEÑO MURO DE CORTE

Diseño Cabezal		
t	25	cm
b1	40	cm
Ag	1000.00	cm^2
var b1	5	u
var t	3	u
ϕ	20	mm
As req	33.94	cm^2
Num	12	u
As real	37.68	OK
Estribos		
ϕ	10	mm
sep asum	10	OK
sep max	10	cm
Vichas	2	u

Diseño Centro		
Lc	170.00	cm
ρ	0.0210	
As	52.50	cm^2
ϕ	20	mm
sep	15	OK
Diseño a Cortante		
As Horizontal		
ρ	0.0045	
As	11.25	cm^2
ϕ	12	mm
sep cal	25	OK
Vu	92.70	Ton
Vn	169.44	Ton
OK		

La armadura propuesta para los cabezales de 25x40 cm es de 12Ø20 y estribos Ø10, mientras que para el acero vertical se plantea emplear 1Ø20 @ 15 cm, para el acero horizontal 1Ø12 @ 25 cm.

La sección diseñada se ingresó en el software para ser verificada ilustrando esto en la Fig. 104.

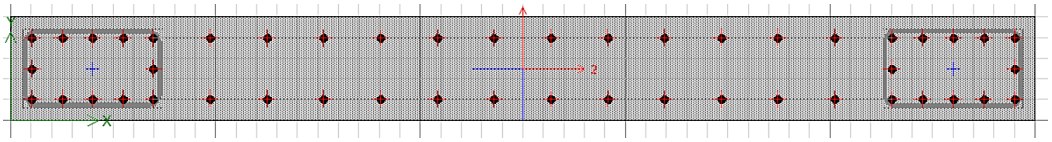


Fig. 104. Sección de muro

Se verificó que el área de acero requerida mostrado en la Fig. 102, el área de acero requerida es de 149.57 cm^2, siendo menor al área propuesta de 150.82 cm^2, además la D/C del muro es 0.928, por lo que el diseño cumple con los parámetros mínimos.

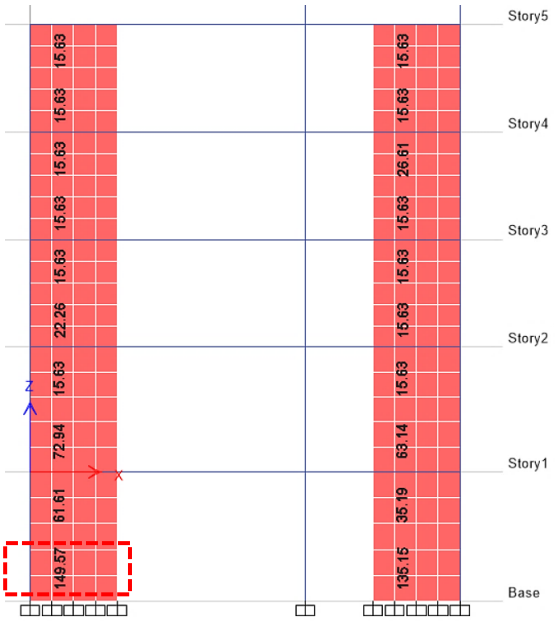


Fig. 105. Áreas de acero requeridas

2) *Encamisado metálico de columnas*

De acuerdo a la TABLA XLII, mostrado en la fase anterior se evidenció la necesidad de incrementar la sección de ciertas columnas. Sin embargo, con la implementación de muros se logró reducir las cargas sísmicas, lo que permitió que muchas de estos elementos cumplan con las demandas sin necesidad de ampliar su sección.

Para unas pocas columnas perimetrales del 60x40 cm del eje A, G, H y especialmente del eje 2, que a pesar de lo anterior no cumplen con la D/C se planteó emplear encamisado de columnas con ángulos de acero alrededor, conectados mediante platinas horizontales, formando una sección compuesta que trabaja conjuntamente con el hormigón original, esta sección se ingresó en el software como se muestra en la Fig. 106 para ser analizada.

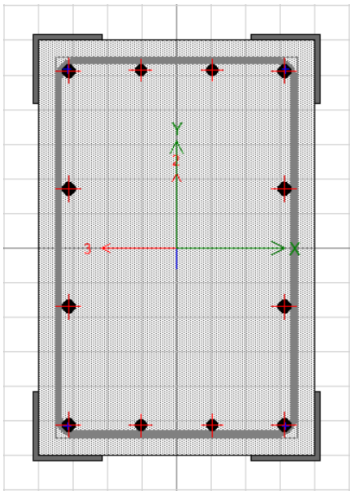


Fig. 106. Encamisado columna 40x60 cm con ángulos

TABLA LVII
ENCAMISADO METÁLICO DE COLUMNA

Datos del Ángulo		
Acero	36	ksi
b	8.0	OK
e	0.8	cm
Num	4	u
As	12.16	cm^2
Peso	9.55	kg/m
cg	2.29	cm
Ix	73.73	cm4
rx	2.46	cm
Apoyo	3	u
L lib	88	cm
esb	88.59	OK
fe	2641	kg/ cm^2
fy	2530	kg/ cm^2
Platina		
Cuant falt	0.0008	
l	6.0	cm
e	0.4	cm
Cuan	0.0009	OK

Se plantea usar ángulos de 80x8 mm en acero A36 en los cuatro lados de las columnas, además de 3 platinas de 60x4 mm en cada cara de la columna espaciadas cada 88 cm para darle confinamiento al conjunto.

Con la implementación del encamisado metálico en la Fig. 107 se observa que la columna reforzada aumenta notablemente su capacidad a flexión en comparación con la columna original de 60x40 cm, pasando de un momento balanceado de 42.09 Ton-m a 94.56 Ton-m, igualmente a tensión se evidencia un aumento significativo pasando de 107.37 Ton a 218.17 Ton con la columna reforzada, mientras que a compresión el incremento es bajo.

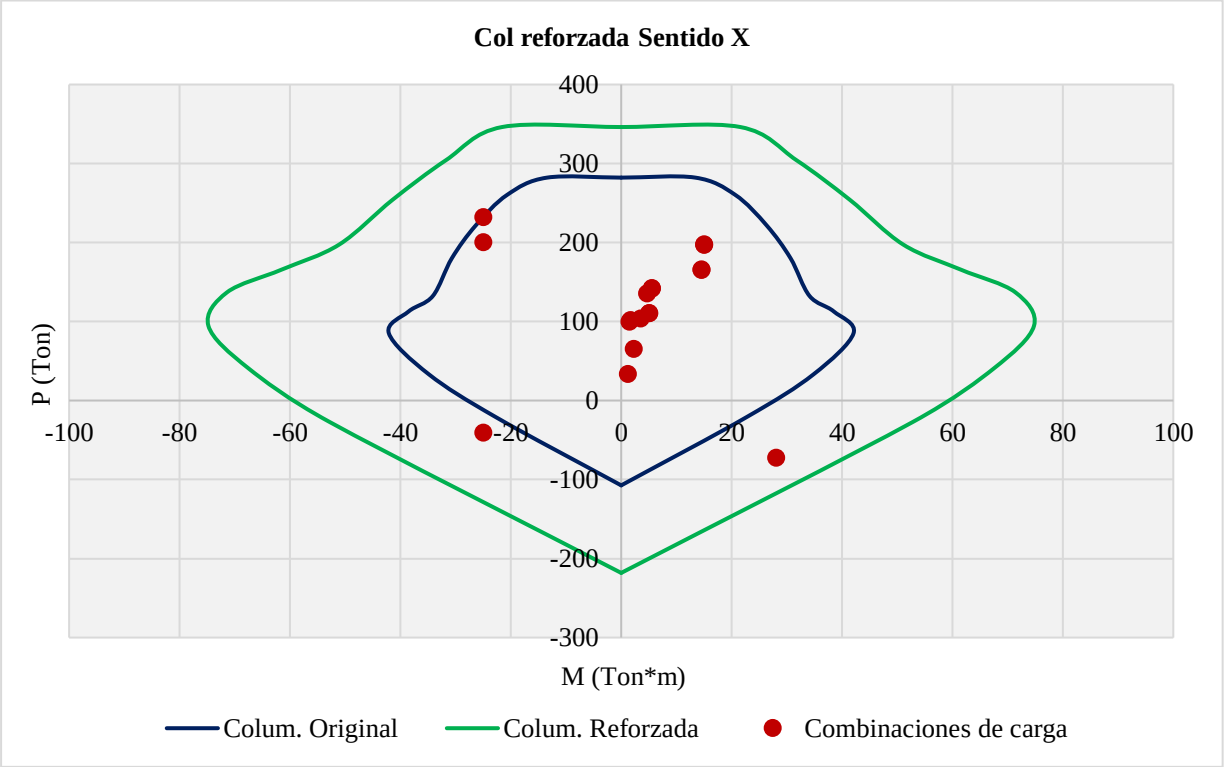


Fig. 107. Diagrama de interacción columna reforzada sentido X

En la figura anterior se evidencia los diagramas de interacción de la columna crítica 3H original y reforzada junto con los nuevos puntos de las combinaciones de carga, mostrando el aumento de capacidad del elemento para satisfacer las demandas mostradas.

La columna 3H que antes presentaba una D/C de 2.328 ahora presenta una D/C de 0.654 como se evidencia en la Fig. 110, es decir ya no se encuentra sobre esforzada, este comportamiento se repite en todas las columnas desde la planta baja hasta el último nivel.

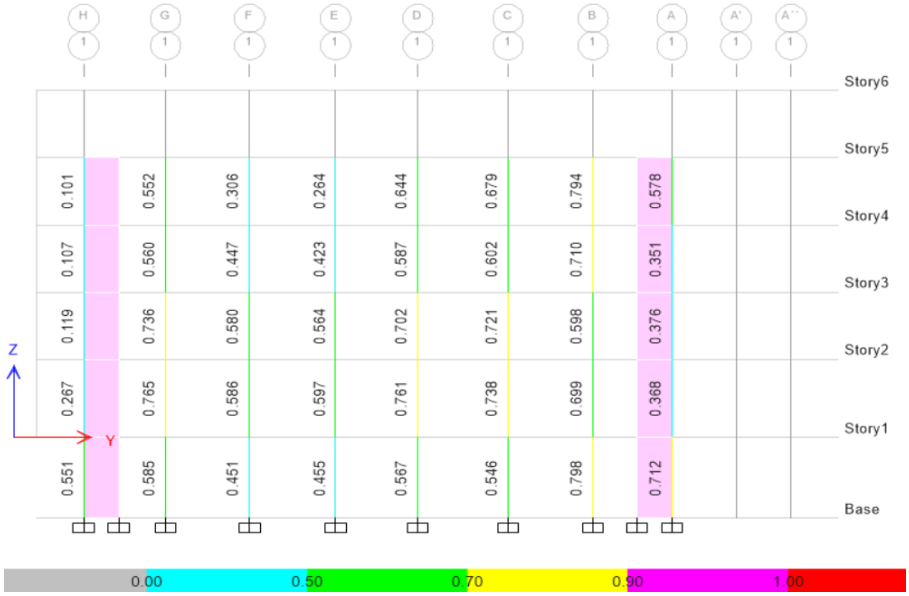


Fig. 108. D/C de columnas Eje 1

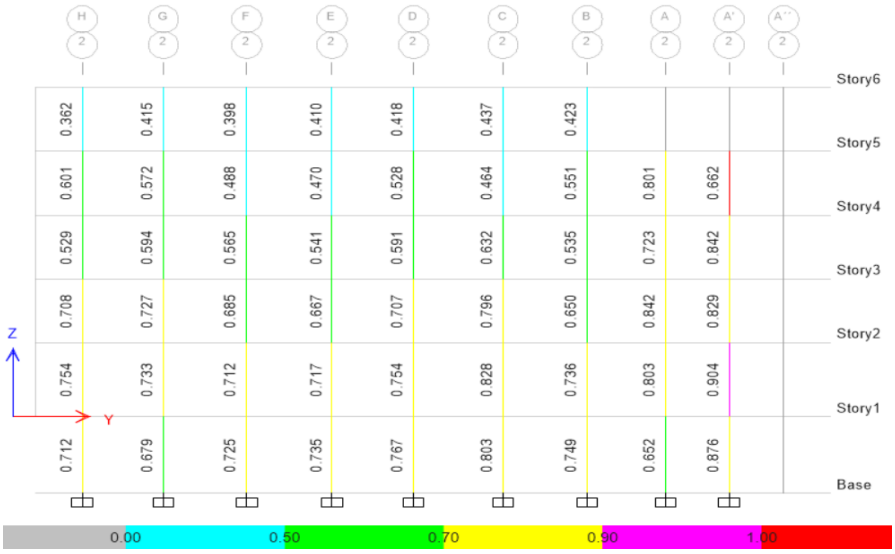


Fig. 109. D/C de columnas Eje 2

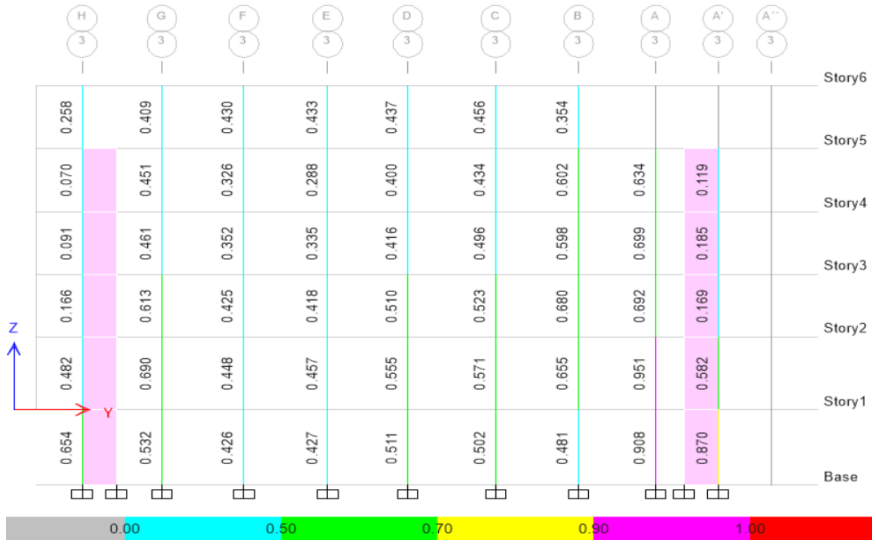


Fig. 110. D/C de columnas Eje 3

La D/C de las columnas mejoró con el reforzamiento, con la mayoría de elementos trabajando entre un 50% y 80 % de su capacidad, todas con valores menores a 1.0 (100 %), presentando un buen comportamiento para todas las combinaciones de carga.

3) *Revisión de Vigas*

De acuerdo a la TABLA XXXIX, mostrado en la fase anterior algunas vigas fallan debido a los altos momentos, no obstante, con la inclusión de muros de corte los momentos demandantes nuevos con menores por lo que nuevamente se realiza la verificación.

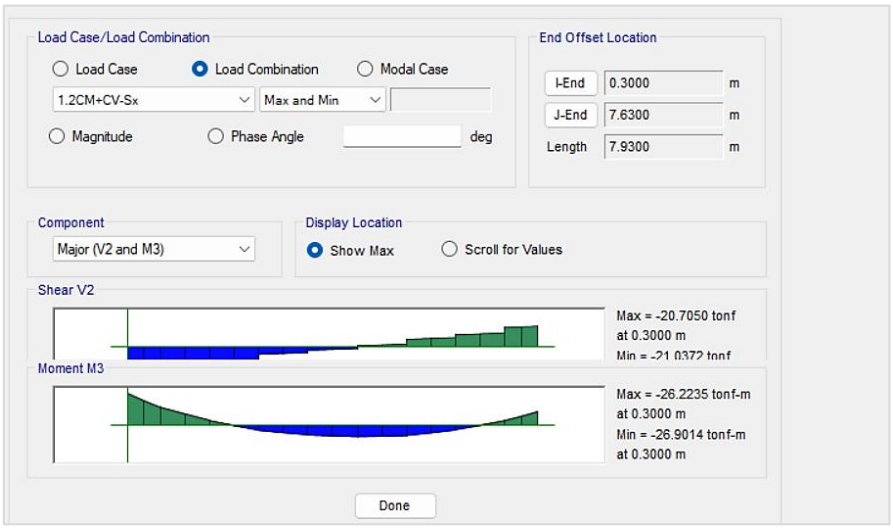


Fig. 111. Momento crítico de viga

El mayor momento que actúa en elemento es 26.90 Ton-m, el mismo es empleado para la revisión a flexión.

TABLA LVIII
REVISIÓN A FLEXIÓN DE VIGA

V2-EJE H		
Lv	7.93	m
b col	0.60	m
f'c	210	kg cm^2
fy	4200	kg/ cm^2
Md	26.90	Ton-m
b	30	cm
rec	2.5	cm
h	60	cm
relac h/b	2.00	NO
d	55.60	cm
d'	4.40	cm

ϕ	20	mm
num	3	u
As (-)	9.42	OK
ϕ	20	mm
num	3	u
As ref (-)	9.42	cm^2
As tot (-)	18.84	cm^2
ρ	1.05 %	OK
ϕ	20	mm
num	3	u
As (+)	9.42	cm^2
ρ	0.57%	OK
a	14.78	cm
ϕMr	34.26	Ton-m
ϕMr > Md	OK	

El momento resistente de la viga es 34.26 Ton-m mayor al momento demandante de 26.90 Ton-m por lo que la viga con al armado original trabaja bien a flexión. El software igualmente corrobora esta revisión ya que la viga analizada solo requiere de 14.26 cm^2 de acero contando realmente con 18.84 cm^2, teniendo el acero necesario.

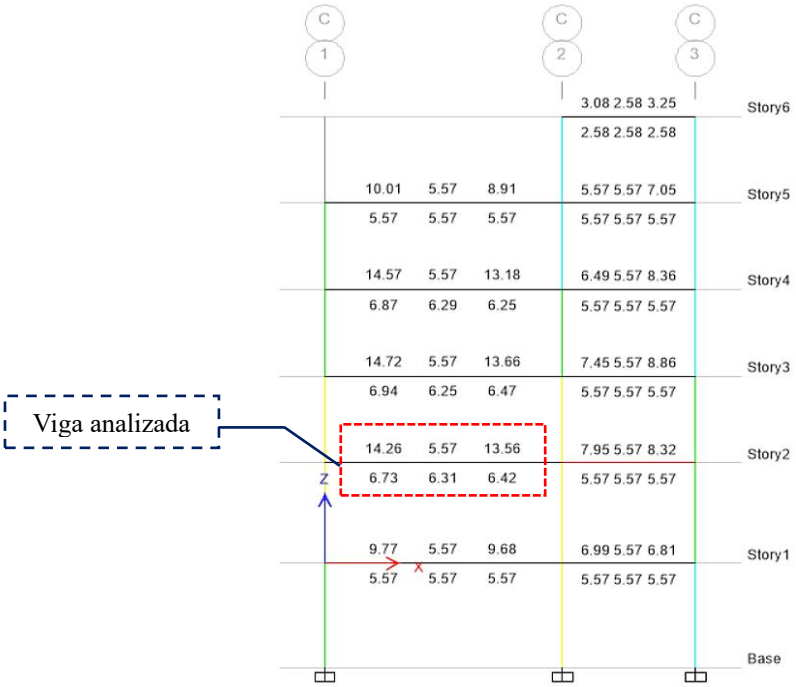


Fig. 112. Acero requerido de viga analizada

4) *Análisis estático y dinámico lineal*

Con la implementación del reforzamiento mediante muros de corte y encamisado metálico de columnas y empleando la misma metodología descrita en la fase 2 se ejecuta nuevamente el análisis lineal para verificar el cumplimiento de los parámetros sísmicos.

a) *Espectro elástico y reducido*

Para un sistema de pórticos especiales sismos resistentes de hormigón armado con vigas descolgadas y muros estructurales de hormigón armado se empleó los siguientes valores.

TABLA LIX

FACTORES DEL ESPECTRO

Factores del espectro	
Sitio	Ambato
Suelo	D
Z	0.40
I	1.00
ϕ_P	0.90
ϕ_E	0.90
R	8
n	2.48
Z	0.40
F_a	1.20
F_d	1.19
F_s	1.28
R	1.00
T_o	0.13 seg
T_c	0.70 seg

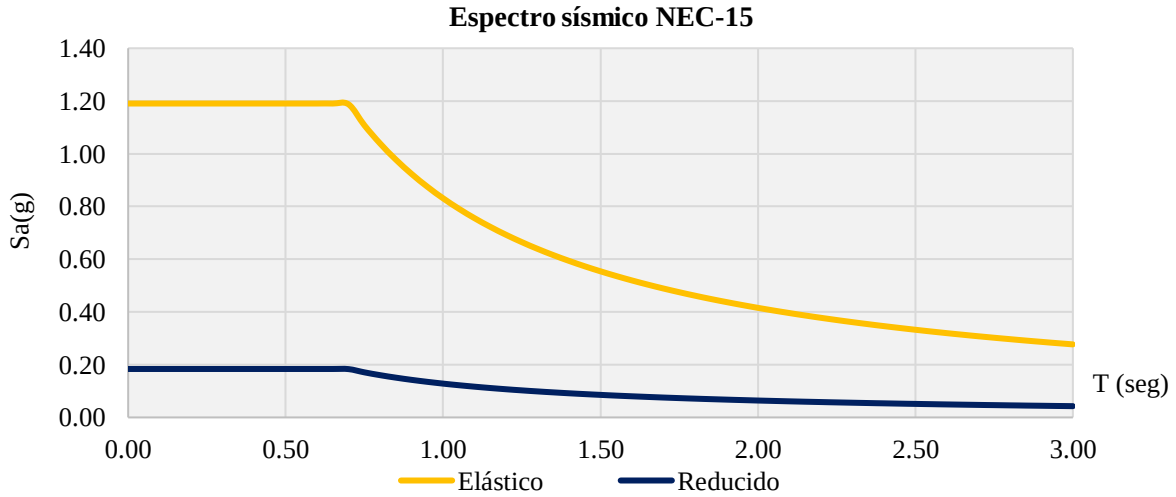


Fig. 113. Espectro elástico y reducido

b) *Carga estática y dinámica*

• *Sismo (Carga estática)*

Los factores para determinar el coeficiente sísmico y el factor K se presentan en la TABLA LX, estos valores se ingresaron en el software para la dirección X e Y.

TABLA LX
FACTORES DEL COEFICIENTE SÍSMICO

Factores	
Tipo estructura	Con muros estructurales
Ct	0.055
α	0.75
h	19.72 m
T NEC	0.51 seg
T real	0.58 seg
Sa	1.19 g
Coef. sísmico	0.184
K	1.04

- *Espectro (Carga dinámica)*

El espectro reducido se ingresó mediante un archivo *txt* mostrado en la Fig. 114.

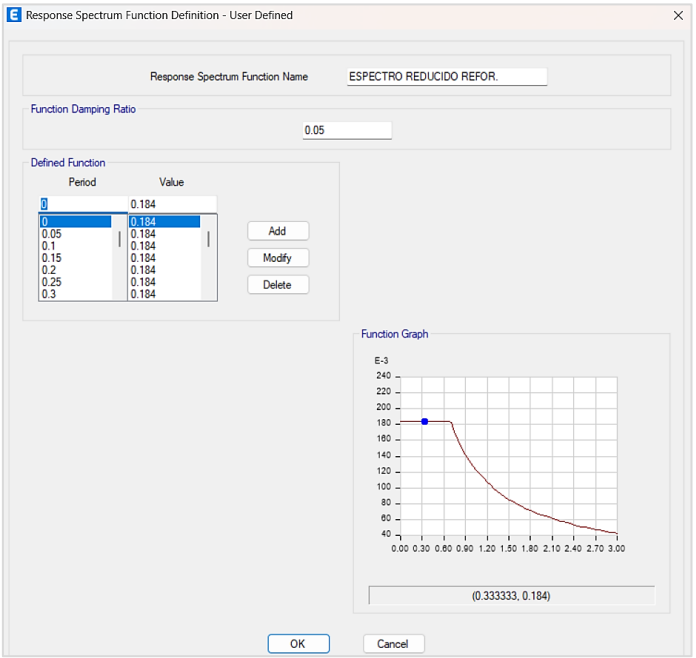


Fig. 114. Espectro reducido

Tras el ingreso de los parámetros anteriores y con la misma metodología aplicada en la fase anterior se obtienen los siguientes resultados.

c) *Periodo de vibración*

El período de la estructura reforzada se consigue por los 2 métodos, del método 1 se obtuvo:

$$T = C_t * h_n{}^{\propto}$$

$$T_1 = 0.055 * 19.72^{0.75}$$

$$T_1 = 0.51 \text{ seg}$$

Mientras que el período real generado por el método 2 es de:

$$T_2 = 0.58 \text{ seg}$$

Se comprueba que el periodo real no sobrepasa en más del 30 % al periodo del método 1 por lo que cumple esta condición, además el nuevo valor esta más acorde con la estructura de 6 pisos (0.10 seg por piso).

$$T_2 \leq 1.3 * T_1$$

$$0.58\ seg \leq 0.67\ seg$$

$$CUMPLE$$

d) *Cortante basal*

La cortante determinada por la fórmula normativa se obtiene empleado los valores de la TABLA LXI. Este valor es utilizado para la distribución de fuerzas por piso más adelante.

TABLA LXI
DATOS PARA EL CORTANTE BASAL ESTÁTICO

Datos	
C	0.184
W	2427.14 Ton

$$V = C * W$$

$$V = 0.184 * 2427.14\ Ton$$

$$V = 446.59\ Ton$$

Las cortantes estáticas obtenidas por el software son ligeramente menores a las determinadas mediante la fórmula, destacando que para el presente trabajo se emplea los valores proporcionados por el software por su precisión.

Las cortantes dinámicas que actúan sobre la estructura se ajustaron mediante un factor de corrección, cumpliendo con el mínimo del 85 % para estructuras irregulares obteniendo los siguientes valores:

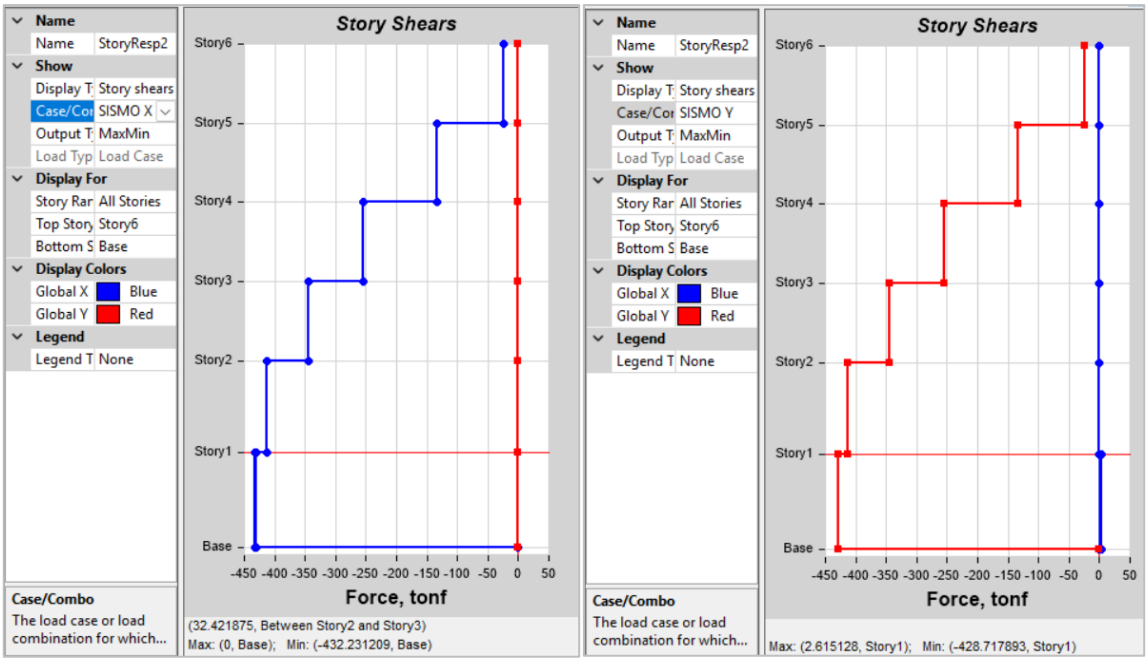


Fig. 115. Cortantes por Sismo

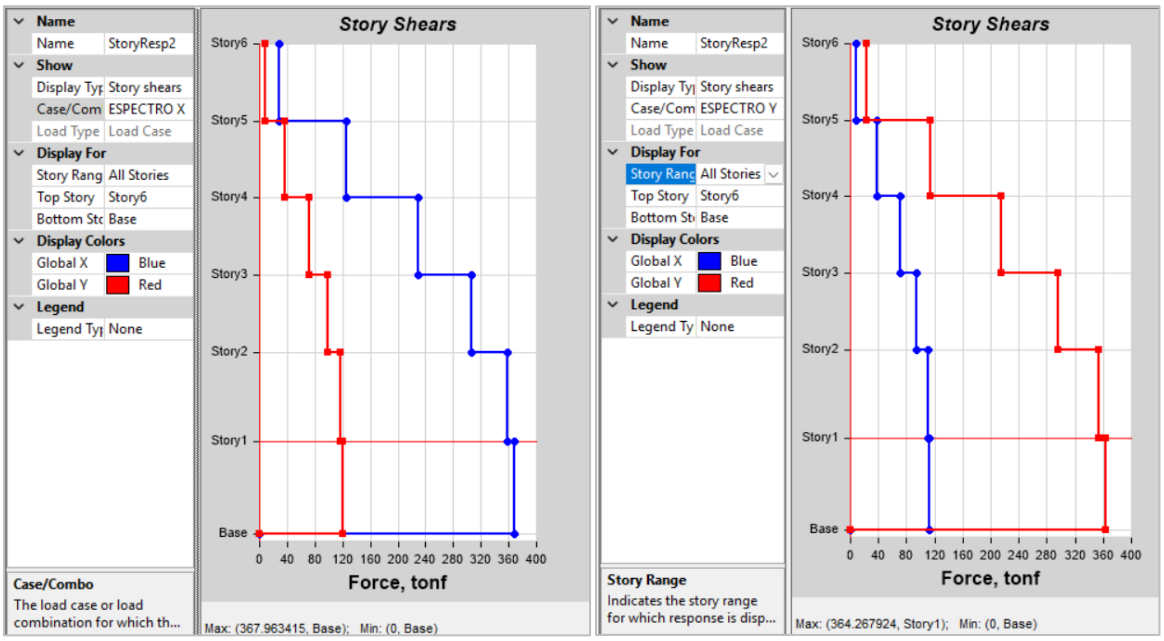


Fig. 116. Cortantes por Espectro

TABLA LXII

CORTANTE BASAL ESTÁTICO Y DINÁMICO AJUSTADO

	V (Ton)	%	Condición
Dirección X			
V Estático	432.23	85.13	CUMPLE
V Dinámico	367.96		
Dirección Y			
V Estático	428.72	85.00	CUMPLE
V Dinámico	364.27		

Las cortantes dinámicas cumplen con el valor mínimo del 85 % con respecto al cortante estático, por lo que se garantiza el empleo de una demanda sísmica para los análisis posteriores

e) *Deriva de piso*

- *Derivas inelásticas*

Al rigidizar la estructura aplicando muros de corte se logró disminuir los desplazamientos de piso por lo que las derivas son menores.

TABLA LXIII

DERIVAS ESTÁTICAS

Dirección	Δ elástica	Δ inelástica	Condición
X	0.00284	1.70%	CUMPLE
Y	0.00302	1.81%	CUMPLE

TABLA LXIV

DERIVAS DINÁMICAS

Dirección	Δ elástica	Δ inelástica	Condición
X	0.00227	1.36%	CUMPLE
Y	0.00260	1.56%	CUMPLE

La deriva inelástica máxima por cargas estáticas es de 1.81 %, mientras que la generada por carga dinámicas corresponde a 1.56%, ambas menores al límite normativo del 2%.

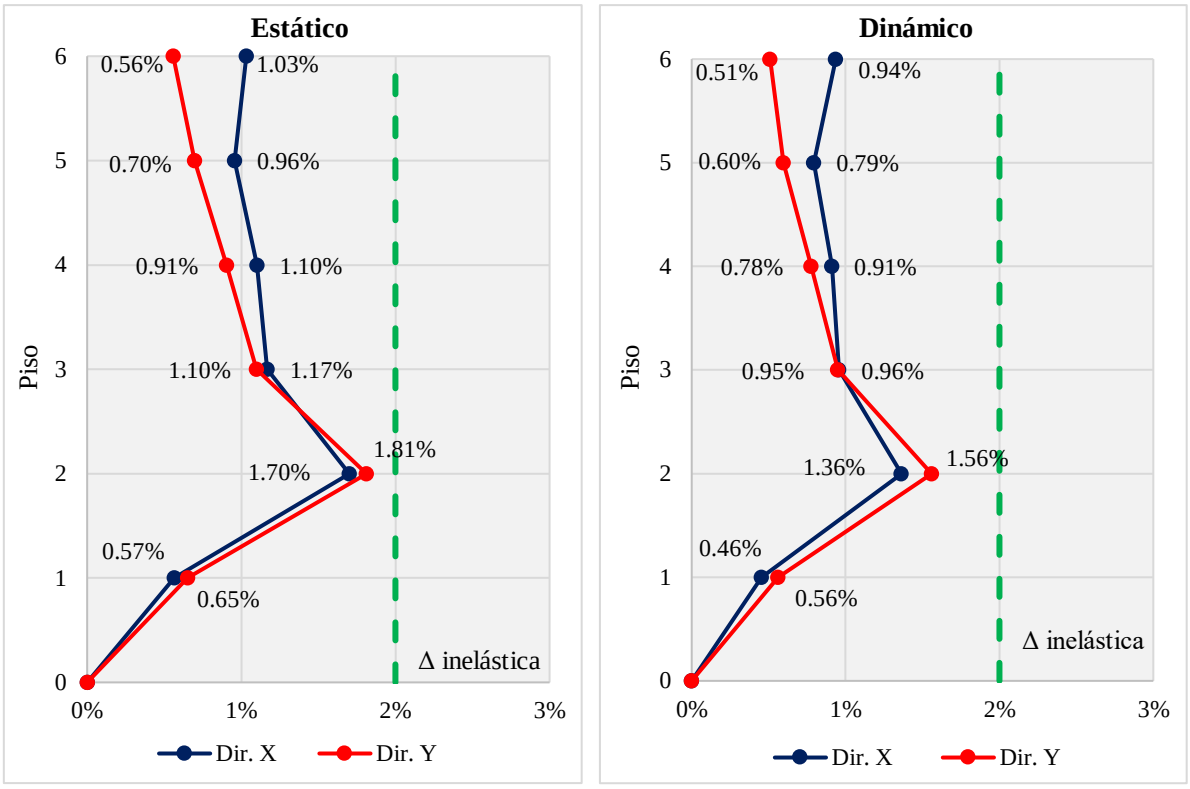


Fig. 117. Derivas inelásticas

En la Fig. 117 se evidencian las derivas inelásticas en cada piso de la estructura, destacando la disminución del efecto de piso blando, además de un comportamiento un tanto más uniforme de derivas.

f) *Participación modal de masa*

La participación de masa modal de la estructura se logró en el modo 8 con 92.58 % para el sentido X, en el modo 5 con 90.32 % para el sentido Y, mientras que en el modo 9 con 93.21 % para el giro en Z, cumpliendo así con el mínimo del 90 % de acuerdo a la normativa.

TABLA LXV

PARTICIPACIÓN DE MODAL DE MASA

Modo	Período (seg)	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	0.58	0.1128	0.6967	0.0058
2	0.537	0.7691	0.8164	0.0065
3	0.367	0.7711	0.8192	0.7644
4	0.176	0.7868	0.8888	0.7645
5	0.17	0.8408	0.9032	0.7645
6	0.142	0.8409	0.9035	0.7899
7	0.131	0.8514	0.9252	0.7987
8	0.122	0.9258	0.9346	0.8013
9	0.086	0.9316	0.9361	0.9321

g) *Torsión en planta*

Con la implementación de muros de corte no la estructura no se ve afectada torsionalmente, presentando una torsión de 0.83 % en el modo 1 y 0.11 % en modo 2, es decir tiene un comportamiento traslacional, debido a que los muros de corte se colocaron estratégicamente para no afectar este parámetro.

TABLA LXVI
TORSIÓN DE LA ESTRUCTURA

Modo	UX	UY	RZ	% Torsión	Comportamiento
1	0.1128	0.6967	0.0058	0.83%	TRASLACIONAL
2	0.6563	0.1197	0.0007	0.11%	TRASLACIONAL
3	0.002	0.0029	0.7579	26134.48%	ROTACIONAL

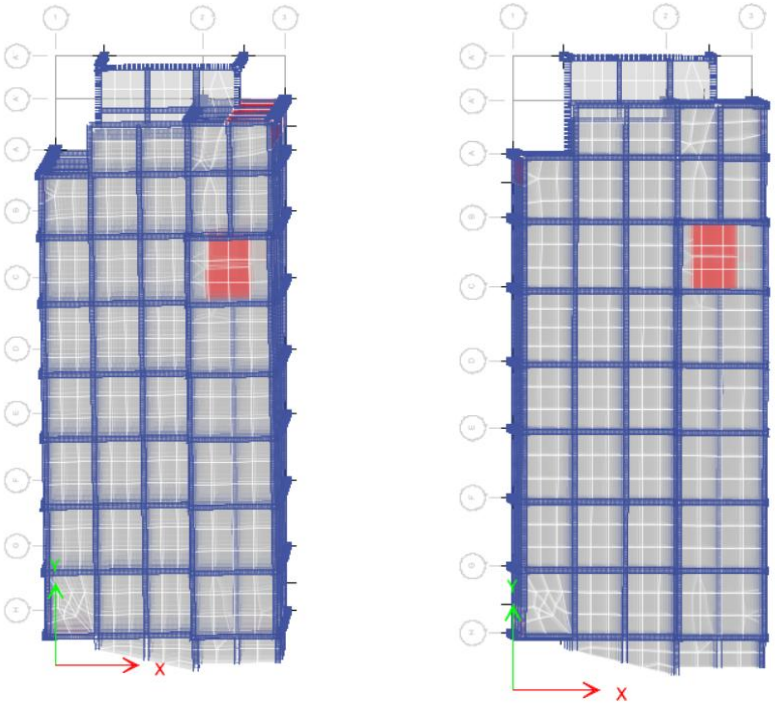


Fig. 118. Torsión modo 1 y 2

5) *Análisis estático no lineal (Pushover)*

Tras la aplicación del análisis Pushover con la misma metodología descrita en la fase 2 y con la estructura reforzada, se obtuvo los nuevos niveles de desempeño sísmico.

- *SENTIDO X*

TABLA LXVII

DESPLAZAMIENTOS EN X

Sismo	dy (m)	dd (m)	du (m)
Frecuente	0.035	0.021	0.085
Ocasional	0.045	0.052	0.085
Raro	0.060	0.074	0.085
Muy raro	0.065	0.080	0.085

- *Sismo Frecuente*

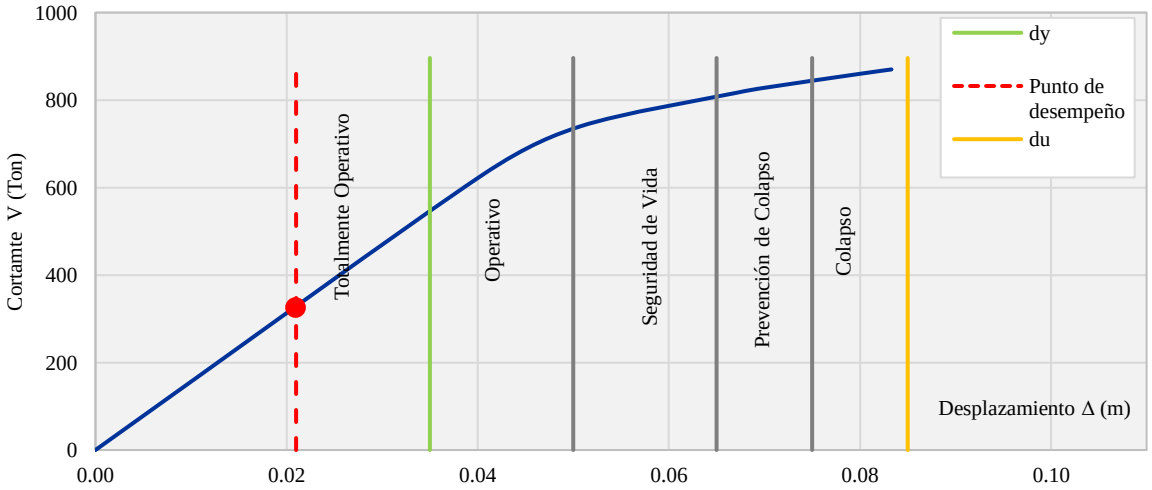


Fig. 119. Desempeño sismo frecuente

- *Sismo Ocasional*

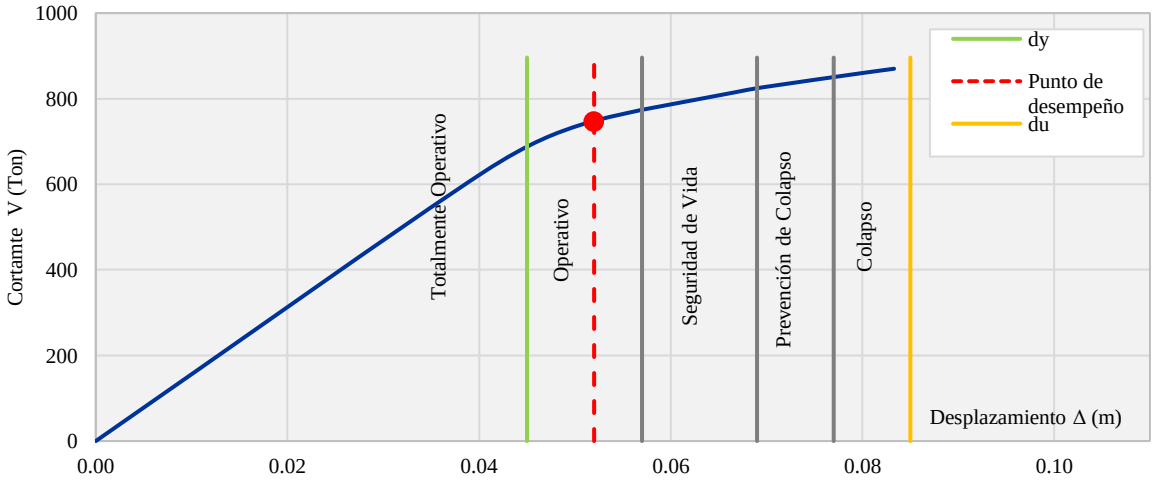


Fig. 120. Desempeño sismo ocasional

- *Sismo Raro*

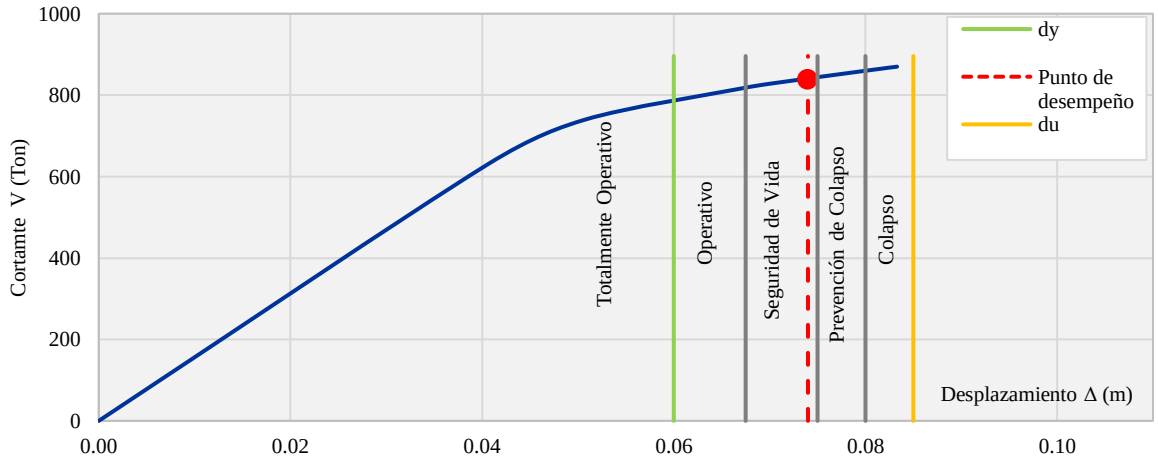


Fig. 121. Desempeño sismo raro

- *Sismo Muy Raro*

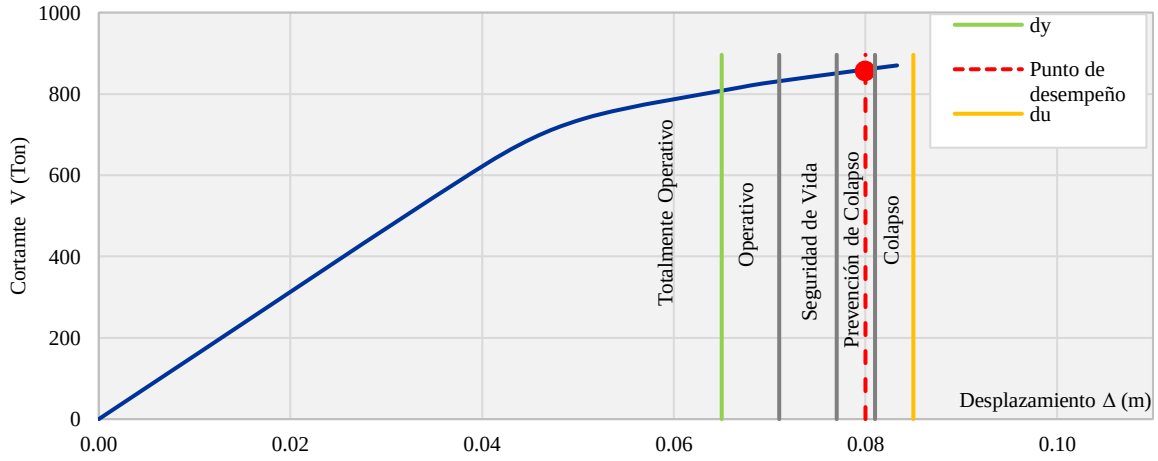


Fig. 122. Desempeño sismo muy raro

Al añadir muros de corte, la curva Pushover muestra mayor cortante y menor desplazamiento, ya que estos elementos aumentan la rigidez lateral de la estructura. Esto permite resistir más carga sísmica con menos deformación, mejorando la capacidad sísmica del edificio.

TABLA LXVIII

DESEMPEÑO SISMICO DEL EDIFICIO EN X

Amenaza sísmica	**Totalmente Operativo**	**Operativo**	**Seguridad de Vida**	**Prevención de Colapso**	**Colapso**
Frecuente	X				
Ocasional		X			
Raro			X		
Muy Raro				X	
	Desempeño esperado de la estructura				
X	Desempeño real de la estructura				

La estructura reforzada en el sentido X cumple con todos los objetivos de desempeño sísmico esperados de VISION 2000, en la Fig. 119 para un sismo Frecuente se encuentra en Totalmente Operativo, en la Fig. 120 para un sismo Ocasional está en Operativo, de acuerdo a la Fig. 121 para el sismo Raro está en Seguridad de Vida y mientras que en la Fig. 122 para un sismo Muy Raro la estructura llega a estar en Prevención de Colapso, por lo que no se compromete la seguridad de sus ocupantes cumpliendo con la finalidad de un diseño sismorresistente.

- *SENTIDO Y*

TABLA LXIX

DESPLAZAMIENTOS EN Y

Sismo	dy (m)	dd (m)	du (m)
Frecuente	0.045	0.021	0.150
Ocasional	0.057	0.064	0.150
Raro	0.070	0.101	0.150
Muy raro	0.070	0.117	0.150

- *Sismo Frecuente*

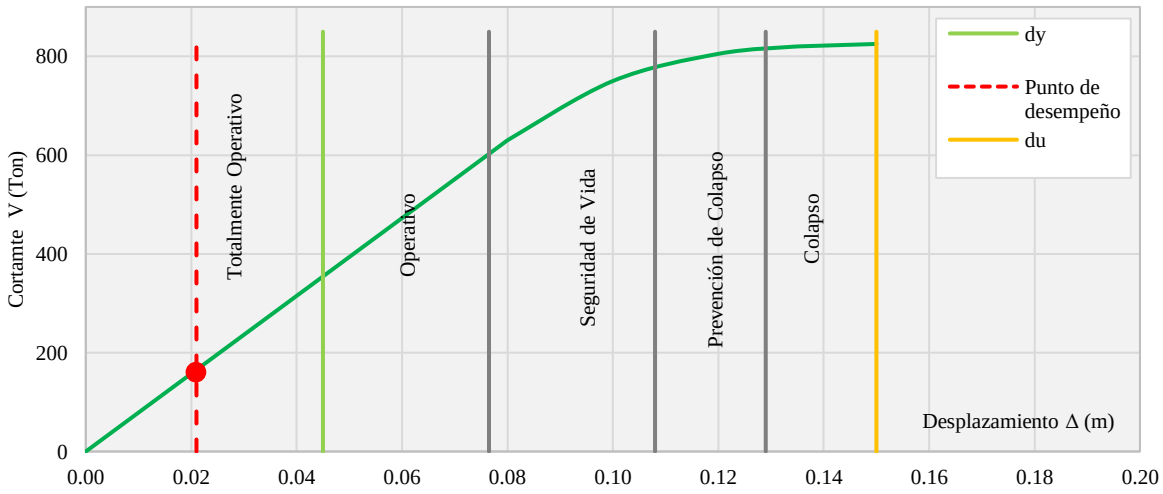


Fig. 123. Desempeño sismo frecuente

- *Sismo Ocasional*

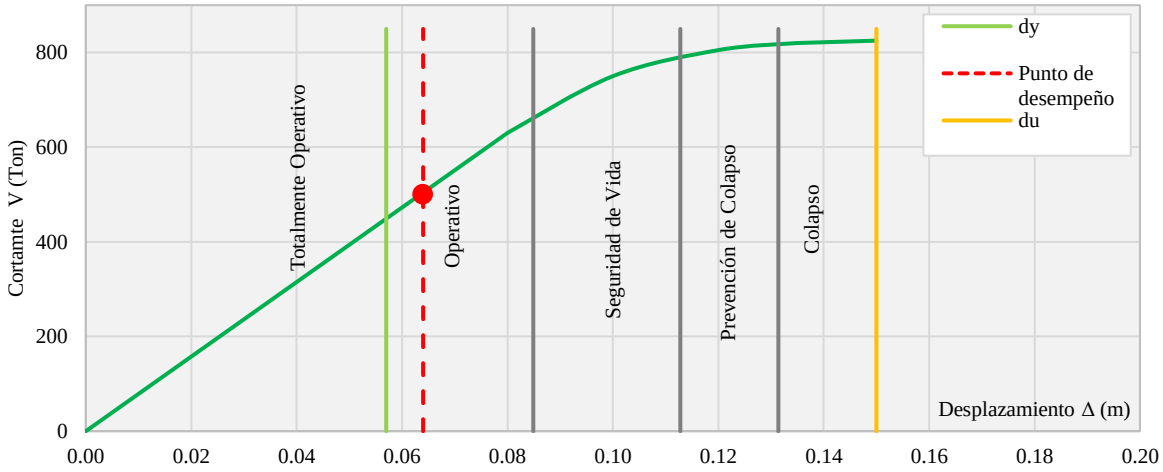


Fig. 124. Desempeño sismo ocasional

- *Sismo Raro*

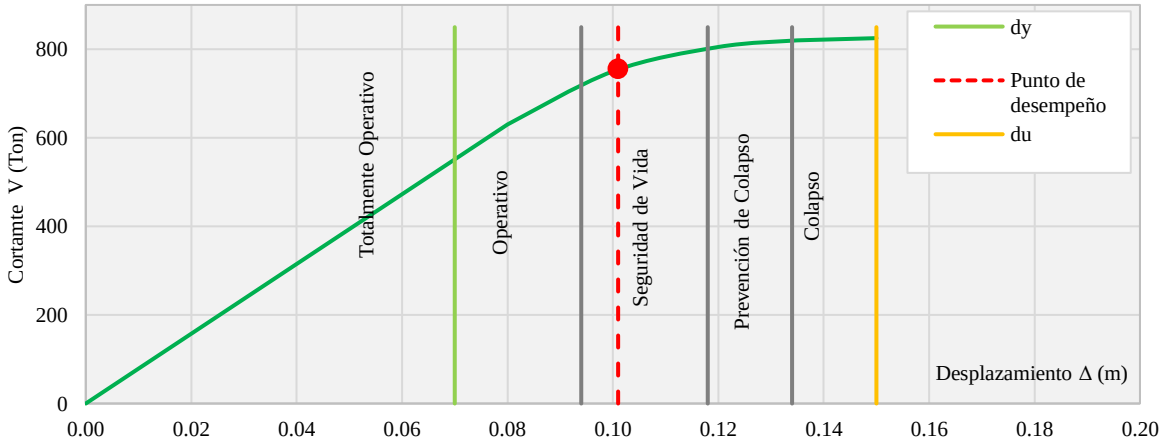


Fig. 125. Derivas sismo raro

- *Sismo Muy Raro*

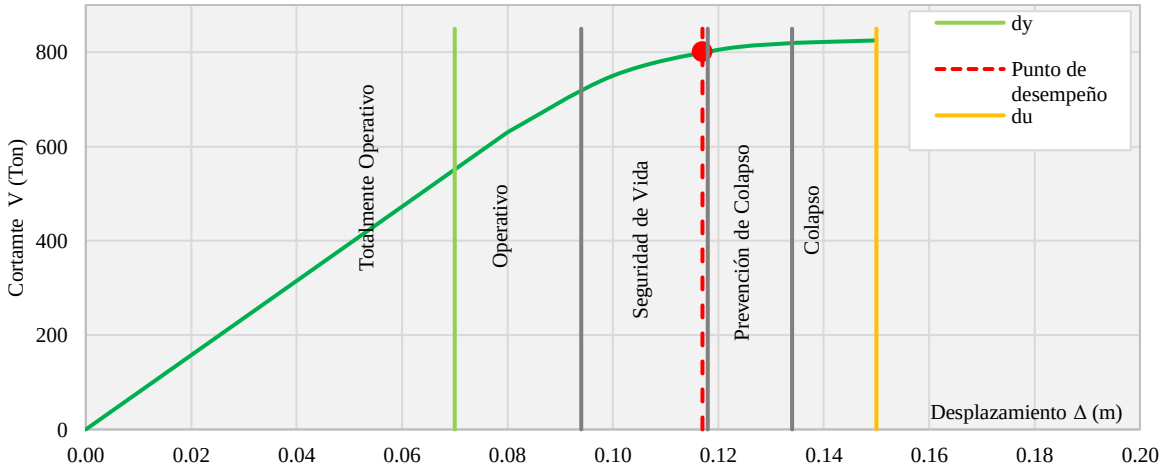


Fig. 126. Desempeño sismo muy raro

De similar manera para este sentido Y al añadir muros de corte, la curva Pushover muestra mayor cortante y menor desplazamiento, ya que estos elementos aumentan la rigidez.

TABLA LXX

DESEMPEÑO SISMICO DEL EDIFICIO EN Y

Amenaza sísmica	**Totalmente Operativo**	**Operativo**	**Seguridad de Vida**	**Prevención de Colapso**	**Colapso**
Frecuente	X				
Ocasional		X			
Raro			X		
Muy Raro			X		
	Desempeño esperado de la estructura				
X	Desempeño real de la estructura				

La estructura reforzada en el sentido Y también cumple con todos los objetivos de desempeño sísmico esperados de VISION 2000, en la Fig. 123 para un sismo Frecuente se encuentra en Totalmente Operativo, en la Fig. 124 para un sismo Ocasional está en Operativo, según la Fig. 125 para el sismo Raro está en Seguridad de Vida y de acuerdo a la Fig. 126 para un sismo Muy Raro la estructura llega estar también en Seguridad de Vida.

Finalmente, el edificio reforzado mediante muros de corte y encamisado metálico de columnas cumple con todos los niveles de desempeño sísmico esperados en el sentido X e Y, de esta manera se garantiza la seguridad de sus ocupantes ante cualquiera de los eventos sísmicos analizados.

II. VERIFICACIÓN DE HIPÓTESIS

A. HIPÓTESIS

El edificio de hormigón armado Hotel Dubai Ambato construido bajo la normativa CEC-2000, no cumple con los niveles de desempeño sísmico establecidos por la normativa actual NEC-15, por lo que requiere reforzamiento estructural para mejorar su comportamiento frente a diferentes amenazas sísmicas.

B. VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS

Para comprobar la hipótesis planteada, se llevó a cabo un análisis del edificio, mediante una metodología combinada cualitativa y cuantitativa. El análisis estructural contempló 3 etapas y tras la culminación de las mismas se evidencia que la edificación no cumple con los niveles de desempeño sísmico exigidos por la normativa vigente NEC-15 y normativas internacionales como VISION 2000, por lo que requiere ser reforzada.

La verificación de la hipótesis se sustenta en los resultados obtenidos en cada una de las fases, como la identificación de elementos vulnerables y deficiencias en la capacidad de la estructura para resistir solicitaciones sísmicas, especialmente ante eventos de mayor intensidad. Los análisis lineal y no lineal revelaron un comportamiento inadecuado, con indicadores que no alcanzan los criterios mínimos y niveles de desempeño sísmica por debajo de lo exigido. Esta condición confirmó la necesidad de una intervención para corregir las debilidades estructurales detectadas.

En vista de ello, y con la finalidad de cumplir con un diseño sismorresistente y los objetivos de desempeño, se procedió a proponer un reforzamiento estructural, orientado a mejorar la respuesta sísmica del edificio para garantizar mayor seguridad frente a eventos sísmicos, lo cual fue satisfactorio cumpliendo con lo previsto.

CAPÍTULO IV.-CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

I. CONCLUSIONES

- Los ensayos de campo determinaron una resistencia a compresión del hormigón de 228 kg/cm², valor próximo al especificado en planos (210 kg/cm²) y adoptado para el modelado de forma conservadora; de igual manera, el análisis mediante SPT y la microzonificación sísmica local indican que la estructura se sitúa sobre un suelo tipo D, caracterizado por rigidez media y cohesión moderada, condiciones que inciden significativamente en el comportamiento sísmico de la estructura.
- El levantamiento estructural en campo permitió confirmar las dimensiones reales de vigas, columnas, losas y tipos de paredes, coincidiendo en gran medida con los planos originales, lo que facilitó la creación de un modelo estructural preciso. Paralelamente, las evaluaciones visuales rápidas mediante FEMA P-154 y NEC-15 clasificaron la edificación con mediana vulnerabilidad sísmica (SL_1 = 0.3 y S = 2.2), influenciada principalmente por irregularidades estructurales.
- El análisis lineal reveló un período real de vibración de 0.92 s, inferior al valor limite normativo de 1.05 s, además debido a irregularidades significativas como piso blando y retroceso excesivo de esquinas, las demandas símicas incrementan significativamente, siendo necesario ajustar las fuerzas cortantes dinámicas hasta alcanzar el 85 % de la cortante estática.
- El edificio presenta derivas inelásticas máximas de 3.63 % en X, y 3.65 % en Y, superando el límite normativo del 2 % de la NEC-15, especialmente en el segundo nivel debido a la presencia de piso blando, siendo este uno de los principales problemas de la edificación. Además, la estructura presenta rotación limitada, pues los modos 1 y 2 son mayormente traslacionales con torsiones menores al 30 %, indicando rigidez simétrica.
- Los elementos estructurales más críticos presentan ciertas deficiencias, en el caso de vigas se identificó espaciamientos excesivos del acero de refuerzo, lo que puede generar una reducción de su capacidad estructural, el elemento más crítico presenta un momento resistente de 34.26 Ton-m frente a un momento solicitante de 39.69 Ton-m, mostrando un déficit de acero longitudinal de 3.63 cm². Mientras que, en el caso de columnas, los elementos de los primeros niveles presentan problemas a flexo-compresión con relaciones D/C de hasta 2.3, superando el límite normativo de 1, evidenciando deficiencias frente a las altas demandas sísmicas y la necesidad de reforzar los elementos mencionados.

- El análisis Pushover mostró que el edificio no cumple con los objetivos de desempeño sísmico de VISION 2000, llegando al Colapso para el sismo de diseño Raro y sismos más severos. Además, se registraron desplazamientos máximos de 23 cm en X y 27 cm en Y, con fuerzas cortante máximas de 476.44 Ton en X y 437.0 Ton en Y, con la formación progresiva de rótulas plásticas en columnas y vigas de los tres primeros niveles, evidenciando insuficiente capacidad de resistir de la estructura, especialmente en el sentido X que corresponde al lado corto del edificio, por lo que la estructura requiere ser reforzada.
- La propuesta de reforzamiento estructural incluyó la incorporación de muros de corte de 25 cm de espesor, mejorando así la distribución de fuerzas sísmicas y aportando mayor rigidez a la estructura, con esto se evitó problemas en vigas y la mayoría de columnas, complementando esto mediante encamisado metálico con ángulos de 80×8 mm y platinas de 60×4 mm, aumentando especialmente la ductilidad de las columnas. Estos reforzamientos permitieron reducir el período de vibración a 0.58 s, un valor más acorde a las características del edificio y principalmente disminuir las derivas inelásticas por debajo del límite normativo hasta un máximo de 1.81%.
- El análisis Pushover del edificio reforzado mostro desplazamientos máximos de 8.5 cm en X y 15 cm en Y, con fuerzas cortantes máximas de 870.13 Ton en X y 825.40 Ton en Y, evidenciando que la estructura aumento su rigidez resistiendo más carga y generando menores desplazamientos, cumpliendo así con los objetivos de desempeño sísmico para todos los niveles de amenaza sísmica establecidos y específicamente para el sismo de diseño Raro la estructura se ubica en el nivel de Seguridad de Vida y con esto se garantiza ante todo la seguridad de sus ocupantes.

II. RECOMENDACIONES

- Aplicar evaluaciones visuales adicionales como las propuestas por FUNVISIS, RVS o el Índice de vulnerabilidad sísmica de Benedetti y Petrini para detectar de forma más precisa la vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes, ya que el cruce de criterios permite obtener un diagnóstico más completo y confiable de la estructura de análisis.
- Realizar una inspección estructural más detallada de los elementos estructurales, mediante el empleo de técnicas de evaluación no destructiva más avanzadas**,** como el uso del pachómetro para determinar la posición y cantidad de acero de refuerzo, o escáneres estructurales para detectar defectos internos en el concreto. Esto permitiría obtener un diagnóstico más completo y preciso del estado físico de los materiales.
- Complementar los análisis estáticos no lineales con simulaciones dinámicas más avanzadas, como análisis tiempo-historia, que permitan evaluar el comportamiento sísmico con base en registros reales y así validar con mayor detalle las estrategias de reforzamiento aplicadas.
- Ejecutar un análisis costo-beneficio del reforzamiento estructural propuesto, comparando el nivel de seguridad estructural alcanzado frente a la inversión económica requerida, evaluando la viabilidad técnica y financiera de la intervención.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] J. Vargas, M. Moncayo, G. Moncayo y I. Barzola, «Análisis sobre la recurrencia de terremotos severos en Ecuador,» *PRISMA Tecológico,* vol. 8, nº 1, 2017.

[2] C. Fabiana y C. Pablo, «Estado del Arte de Estudios de Vulnerabilidad Sísmica en Ecuador,» *Redalyc,* vol. 50, nº 1, 2022.

[3] T. Moncayo , G. Velasco, C. Mora y J. Cordova, «Terremotos mayores a 6.5 en escala Richter ocurridos en Ecuador desde 1900 hasta 1970,» *Redalyc,* vol. 21, nº 2, 2017.

[4] C. Frau, J. C. Pérez, A. Mejía y R. Falconi, «Potencial destructivo generado por el terremoto de Ecuador del 16 de abril de 2016,» *Revista Geofísica,* nº 70, Mayo 2024.

[5] K. M. Saeteros, «Análisis y evaluación sismorresistente de edificaciones previos a la creación de la Normativa NEC-SE-DS: estudio de caso en la Facultad de Filosofía de la Universidad de Cuenca,» 2024. [En línea]. Available: https://dspace.ucuenca.edu.ec/items/58118ddc-a841-4432-9649-5de4559e5463.

[6] Lara, M. Lenin, Aguirre, Hernan y Gallegos, Marco, «Estructuras Aporticadas de Hormigón Armado que Colapsaron en el Terremoto del 16 de Abril de 2016 en Tabuga–Ecuado,» vol. 42, nº 1, Octubre 2018.

[7] R. Portacio, «Problemas de estructuración sismica y configuracion estructural en las edificaciones del Centro Histórico de la Ciudad de Sincelejo,» 2010. [En línea]. Available: https://repositorio.unisucre.edu.co/entities/publication/986710d8-03d3-4d4c-a208-dc3e1a328f8e.

[8] A. Aljaafreh, Y. Alzubi y E. Al-Kharabsheh, «Seismic Performance of Reinforced Concrete Structures with Concrete Deficiency Caused by In-situ Quality Management Issues,» *Civil Engineering Journal ,* vol. 9, nº 8, Agosto 2023.

[9] A. M. Rajabi, F. O. Moaf y H. S. Abdelgader, «Evaluation of Mechanical Properties of Two-Stage Concrete and Conventional Concrete Using Nondestructive Tests,» *Journal of Materials in Civil Engineering,* vol. 32, nº 7, 29 Abril 2020.

[10] . M. Umair, F. Butt, F. Ahma y R. Muhammad, «Seismic safety assessment of buildings and perceptions of earthquake,» *Innovative Infrastructure Solutions,* vol. 10, nº 124, Marzo 2025.

[11] X. L. a. L. H. Huanjun Jiang, «Seismic Fragility Assessment of RC Frame-Shear Wall Structures Designed According to theCurrent Chinese Seismic Design Code,» *Journal of Asian Architecture and Building Engineering,* 2018.

[12] A. Mahmoud, M. Saleem, A. Hasanain, H. El-Sokkary, M. Elsharawy, M. Genidy y A. Abd-Elhamed, «Structural response and damage evaluation of a typical highrise rc building in Dubai under an earthquake with single and multiple peaks,» *Journal of Civil Engineering and Managemen,* vol. 28, nº 7, 2022.

[13] C. Medina y D. Galarza, «Análisis sísmico comparativo de una estructura irregular torsionalmente flexible aplicando NSP, MPA, NLRHA,» *Revista Ingeniería de Construcción,* vol. 35, nº 3, Mayo 2020.

[14] A. M. Worku y P. Chien Hsiao, «An improved first-mode-based pushover analytical procedure for assessing seismic performance of special moment resisting frame building structures,» *Engineering Structures,* vol. 252, Febrero 2022.

[15] C. Curo, A. Ruffrán y A. Ruiz–Pico, «Seismic performance of a multipurpose hall building using nonlinear static analysis,» *Revista Ingeniería De Construcción,* vol. 39, nº 2, Agosto 2024.

[16] F. C. V. y. P. C. Sanchez, «Estado del Arte de Estudios de Vulnerabilidad Sísmica en Ecuador,» *Revista Politécnica,* vol. 50, nº 1, Mayo 2022.

[17] L. López, A. Yépez, E. Barrera y Y. Gómez, «Análisis estructural del desempeño sísmico del Edificio del Hospital Universitario de la Universidad Técnica de Ambato, mediante la medición de vibraciones.,» vol. 8, nº 15, Enero 2025.

[18] MIDUVI, «Manual de procedimiento administrativo y técnico para la evaluación de las edificaciones de propiedad del Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda,» Quito, 2022.

[19] MIDUVI, «Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la NEC-15,» Quito, 2016.

[20] L. R. E. , «Determinación in situ de propiedades ingenieriles de los suelos y su relación con el ensayo normal de penetración,» 2003. [En línea]. Available: https://www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/ensayo_penetracion.pdf.

[21] American Society for Testing and Materials, «ASTM C805: Método de prueba estándar para el índice de rebote del hormigón endurecido,» 2002. [En línea]. Available: https://www.studocu.com/bo/document/universidad-autonoma-juan-misael-saracho/eg-ingenieria-civil-carreteras-3/astm-c805-normas-astm/70272319.

[22] Proceq, «The SilverSchmidt Reference Curve,» Junio 2020. [En línea]. Available: https://hammondconcrete.co.uk/wp-content/uploads/2020/06/The-SilverSchmidt-Reference-Curve.pdf.

[23] N. Iveth y P. Rubén, «Obtención de correlaciones para determinar la Resistencia a la compresión,» Quito, 2019.

[24] Norma Ecuatoriana de la Construcción, «Cargas (No sísmicas),» Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, 2015.

[25] Norma Ecuatoriana de la Construcción, «Peligro sísmico Diseño Sismo Resistente,» Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, 2015.

[26] P. Cabrera, «Análisis estático lineal y no lineal de un edificio de hormigón armado de 3 pisos incorporando la influencia de la mampostería, utilizando el método de diagonales equivalentes, mediante SAP2000,» 2021. [En línea]. Available: https://dspace.uazuay.edu.ec/bitstream/datos/10894/1/16435.pdf.

[27] J. Suntaxi, «Análisis de un edificio con aisladores de base y su influencia en la curva de capacidad,» 2016. [En línea]. Available: https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/16828/1/CD-7407.pdf.

[28] R. Aguiar, «Factor de reducción de las fuerzas sísmicas en edificios de hormigón armado sin muros de corte,» Sangolquí, 2018.

[29] Sencico, «Norma E030 Diseño Sismorresistente,» Lima, 2020.

[30] Normativa Ecuatoriana de la Construcción, «Estructuras de Hormigón Armado,» 2015.

[31] Norma Ecuatoriana de la Construcción, «Guía para estructuras de hormigón armado,» 2015.

[32] American Society of Civil Engineers, «ASCE/SEI 41-13,» Reston, 2014.

[33] F. Cunalata y P. Caiza, «Estado del Arte de Estudios de Vulnerabilidad Sísmica en Ecuador,» *Revista Politécnica,* vol. 50, nº 1, 5 Mayo 2022.

[34] L. García, J. Palacios, A. Mendoza y J. Rodríguez, «Análisis de Reforzamiento Sísmico del Edificio de Docentes Nº1 de la Universidad Técnica de Manabí,» *RIEMAT,* vol. 6, nº 1, 01 Julio 2021.

[35] L. Carranza y J. Vera, «Desempeño sísmico de tres sistemas estructurales aporticados diseñados según la norma ecuatoriana de la construcción, NEC2015,» *Polo del Conocimiento,* vol. 9, nº 2, 29 Febrero 2024.

[36] A. Mendoza, D. Moreira y L. García, «Análisis no lineal por el método Pushover del edificio de docentes nº1 de la Universidad Técnica de Manabí,» 2022. [En línea]. Available: https://www.dominiodelasciencias.com/ojs/index.php/es/article/view/3038/7115.

[37] S. Abhilash , D. Subhrajit y D. Nirmalendu , «A Case Study on the Seismic Evaluation of a Low-Rise Existing RC Building in Northeast India,» *Practice Periodical on Structural Design and Construction,* vol. 19, nº 3.

[38] A. M. Worku y P.-C. Hsiao, «An improved first-mode-based pushover analytical procedure for assessing seismic performance of special moment resisting frame building structures,» *Engineering Structures,* vol. 252, Febrero 2022.

[39] J. E. De La Cruz y R. R. Yoctun Rios, «Análisis comparativo del diseño estructural de una edificación regular e irregular de ocho niveles en sistema de pórticos aplicando la norma E.030 2003, 2016 y 2018 diseño sismorresistente en la Ciudad de Lima,» 30 Enero 2022. [En línea]. Available: https://revistas.uclave.org/index.php/gt/article/view/3721/2409.

ANEXOS

ANEXO 1: FOTOGRAFÍAS

ANEXO 2: TABLAS

ANEXO 3: ESTUDIO DE SUELOS

ANEXO 4: PLANOS ARQUITECTÓNICOS (LEVANTADO EN SITIO)

ANEXO 5: PLANOS ESTRUCTURALES ORIGINALES

ANEXO 6: PLANOS PROPUESTA DE REFORZAMIENTO

ANEXO 7: OFICIOS Y SOLICITUDES

ANEXO 1:
FOTOGRAFÍAS

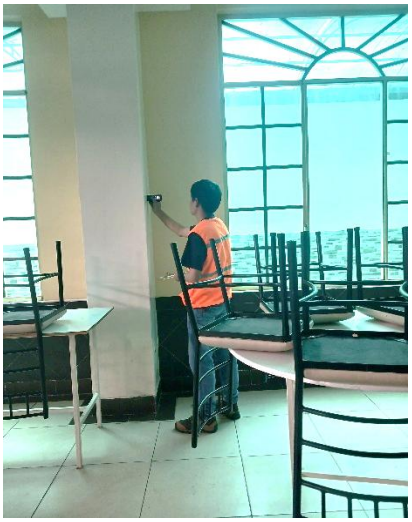
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Ensayo esclerométrico

Fotografía 1	**Fotografía 2**
	
Descripción: Preparación de superficie con piedra abrasiva.	**Descripción:** Cuadriculado de superficie a ensayar.
Fotografía 3	**Fotografía 4**
	
Descripción: Ensayo esclerométrico en Losa Nv.+6.70 m	**Descripción:** Lectura de número de rebote Q

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

Levantamiento estructural

Fotografía 1	Fotografía 2
	
Descripción: Medición distancia entre ejes Nv.+0.00 m	**Descripción:** Identificación de armado de columna 40x40 Nv.+ 19.72 m

Evaluación visual

Fotografía 1	Fotografía 2
	
Descripción: Identificación de construcción adyacente sin su respectiva junta.	**Descripción:** Visualización de fachada frontal

ANEXO 2:

TABLAS

ENSAYO ESCLEROMÉTRICO

- NIVEL 1

Elemento	N. Punto	Q	Variación del promedio
COLUMNA	1	39	-2.45
	2	38.5	-2.95
	3	45	3.55
	4	40.5	-0.95
	5	45.5	4.05
	6	37	-4.45
	7	41	-0.45
	8	47	5.55
	9	40.5	-0.95
	10	40.5	-0.95
	Promedio Q	41.45	
	f'c	203	kg/cm2

Elemento	N. Punto	Q	Variación del promedio
VIGA	1	40	-5.55
	2	47.5	1.95
	3	45	-0.55
	4	41	-4.55
	5	47.5	1.95
	6	50.5	4.95
	7	42	-3.55
	8	48	2.45
	9	51	5.45
	10	43	-2.55
	Promedio Q	45.55	
	f'c	247	kg/cm2

Elemento	N. Punto	Q	Variación del promedio
LOSA	1	40.5	-4.05
	2	42.5	-2.05
	3	39	-5.55
	4	47	2.45
	5	48.5	3.95
	6	47.5	2.95
	7	41	-3.55
	8	48.5	3.95
	9	49	4.45
	10	42	-2.55
	Promedio Q	44.55	
	f'c	235	kg/cm2

NIVEL 2

Elemento	N. Punto	Q	Variación del promedio
COLUMNA	1	45	2
	2	43.5	0.5
	3	39	-4
	4	46	3
	5	45	2
	6	38.5	-4.5
	7	43	0
	8	45.5	2.5
	9	39	-4
	10	45.5	2.5
	Promedio Q	43	
	f'c	218	kg/cm2

Elemento	N. Punto	Q	Variación del promedio
VIGA	1	39.5	-2.2
	2	41.5	-0.2
	3	38	-3.7
	4	43	1.3
	5	43.5	1.8
	6	45.5	3.8
	7	40	-1.7
	8	46	4.3
	9	38.5	-3.2
	10	41.5	-0.2
	Promedio Q	41.7	
	f'c	205	kg/cm2

Elemento	N. Punto	Q	Variación del promedio
LOSA	1	46	0.8
	2	50.5	5.3
	3	48	2.8
	4	40.5	-4.7
	5	40.5	-4.7
	6	47	1.8
	7	45.5	0.3
	8	49	3.8
	9	43.5	-1.7
	10	41.5	-3.7
	Promedio Q	45.2	
	f'c	242	kg/cm2

- NIVEL 3

Elemento	N. Punto	Q	Variación del promedio
VIGA	1	45	0.5
	2	41	-3.5
	3	46	1.5
	4	45.5	1
	5	48	3.5
	6	47	2.5
	7	43	-1.5
	8	40	-4.5
	9	40.5	-4
	10	49	4.5
	Promedio Q	44.5	
	f'c	234	kg/cm2

Elemento	N. Punto	Q	Variación del promedio
LOSA	1	40.5	-4.3
	2	39	-5.8
	3	45	0.2
	4	40	-4.8
	5	50.5	5.7
	6	49.5	4.7
	7	43.5	-1.3
	8	50	5.2
	9	42	-2.8
	10	48	3.2
	Promedio Q	44.8	
	f'c	238	kg/cm2

- TERRAZA

Elemento	N. Punto	Q	Variación del promedio
COLUMNA	1	39	-4.9
	2	43	-0.9
	3	40	-3.9
	4	38.5	-5.4
	5	45.5	1.6
	6	49.5	5.6
	7	47	3.1
	8	43.5	-0.4
	9	45	1.1
	10	48	4.1
	Promedio Q	43.9	
	f'c	228	kg/cm2

CUANTIFICACIÓN DE CARGAS

- PLANTA BAJA: Nv+0.00

CARGA SOBRE TABLEROS				
Tablero Nro.	**Longitud (m)**	**Peso Pared (kg/m)**	**Área (m2)**	**DP (kg/m2)**
1	0	-	-	0
2	3.45	816.00	16.06	175.29
3	0	-	-	0
4	4.75	816.00	18.36	211.11
5	3.84	816.00	16.73	187.29
6	3.86	816.00	17.47	180.30
7	3.82	816.00	17.08	182.50
8	0	-	-	0
9	0	-	-	0
10	3.59	816.00	29.95	97.81
11	3.68	816.00	30.64	98.01
12	3.57	816.00	29.33	99.32
13	2.22	816.00	32.20	56.26
14	0	-	-	0
15	0	-	-	0

CARGA SOBRE VIGAS				
Viga Eje	**Longitud (m)**	**Peso Pared (kg/m)**	**Peso (kg)**	**DP (kg/m)**
EJE 1				
1 (A-B)	1.98	816.00	1615.68	606.87
	1.40	311.10	435.54	
1 (B-C)	3.64	311.10	1132.40	311.10
1 (C-D)	3.86	311.10	1200.85	311.10
1 (D-E)	3.52	311.10	1095.07	311.10
1 (E-F)	3.68	311.10	1144.85	311.10
1 (F-G)	3.59	311.10	1116.85	311.10
1 (G-H)	3.50	311.10	1088.85	311.10
EJE 2				
2 (A"-A)	2.34	816.00	1909.44	816.00
2 (A-B)	0			
2 (B-C)	0			
2 (C-D)	3.46	816.00	2823.36	816.00
2 (D-E)	3.12	816.00	2545.92	816.00
2 (E-F)	3.28	816.00	2676.48	816.00
2 (F-G)	3.19	816.00	2603.04	816.00
2 (G-H)	3.10	816.00	2529.60	816.00

EJE 3				
3 (A"-A)	0.98	816.00	799.68	620.37
	1.36	479.40	651.98	
3 (A-B)	0.98	816.00	799.68	590.09
	2.00	479.40	958.80	
3 (B-C)	3.24	479.40	1553.26	479.40
3 (C-D)	1.46	816.00	1191.36	621.43
	2.00	479.40	958.80	
3 (D-E)	1.12	816.00	913.92	600.23
	2.00	479.40	958.80	
3 (E-F)	1.36	816.00	1109.76	618.97
	1.92	479.40	920.45	
3 (F-G)	1.21	816.00	987.36	607.08
	1.98	479.40	949.21	
3 (G-H)	1.12	816.00	913.92	601.01
	1.98	479.40	949.21	

CARGA SOBRE VIGAS				
Viga Eje	**Longitud (m)**	**Peso Pared (kg/m)**	**Peso (kg)**	**DP (kg/m)**
EJE A'				
A' (2-3)	1.45	816.00	1183.20	606.17
	2.40	479.40	1150.56	
EJE A				
A (1-2)	7.93	816.00	6470.88	816.00
A (2-3)	3.85	816.00	3141.60	816.00
EJE B				
B (1-2)	0			
B (2-3)	3.90	816.00	3182.40	816.00
EJE C				
C (1-2)	0			
C (2-3)	3.90	816.00	3182.40	816.00
EJE D				
D (1-2)	6.23	816.00	5083.68	816.00
D (2-3)	3.90	816.00	3182.40	816.00
EJE E				
E (1-2)	0			
E (2-3)	3.90	816.00	3182.40	816.00
EJE F				
F (1-2)	0			
F (2-3)	3.90	816.00	3182.40	816.00
EJE G				
G (1-2)	0			
G (2-3)	3.90	816.00	3182.40	816.00
EJE H				
H (1-2)	3.35	816.00	2733.60	632.82
	4.00	479.40	1917.60	
H (2-3)	1.86	816.00	1517.76	641.60
	2.00	479.40	958.80	

- PLANTAS ALTAS Nv+3.60; +6.70; +9.80

CARGA SOBRE TABLEROS				
Tablero Nro.	**Longitud (m)**	**Peso Pared (kg/m)**	**Área (m2)**	**DP (kg/m2)**
1	0	-	-	0
2	4.29	696.00	16.06	185.92
3	0	-		0
4	4.16	696.00	18.36	157.70
5	3.84	696.00	16.73	159.75
6	3.86	696.00	17.47	153.78
7	0			0
8	4.23	696.00	16.62	177.14
Volado	2.77	696.00	7.65	338.46
	1.84	359.40		
Terraza	4.89	240.00	6.11	192.08
9	10.80	696.00	30.04	250.23
10	7.61	696.00	29.95	176.85
11	7.58	696.00	30.64	172.18
12	7.33	696.00	29.33	173.94
13	9.01	696.00	32.20	194.75
14	7.73	696.00	30.30	177.56
15	8.35	696.00	28.12	206.67
Pasillo Asc	4.95	285.24	14.80	95.40
Terraza	0	-	19.33	-

CARGA SOBRE VIGAS				
Viga Eje	**Longitud (m)**	**Peso Pared (kg/m)**	**Peso (kg)**	**DP (kg/m)**
EJE 1				
1 (A-B)	1.54	696.00	1071.84	509.70
	1.39	303.30	421.59	
1 (B-C)	3.64	303.30	1104.01	303.30
1 (C-D)	3.86	303.30	1170.74	303.30
1 (D-E)	3.52	303.30	1067.62	303.30
1 (E-F)	3.68	303.30	1116.14	303.30
1 (F-G)	3.59	303.30	1088.85	303.30
1 (G-H)	3.50	303.30	1061.55	303.30
EJE 2				
2 (A"-A)	1.71	696.00	1190.16	561.78
	0.83	285.24	236.75	
2 (A-B)	2.88	696.00	2004.48	696.00
2 (B-C)	0			
2 (C-D)	3.26	696.00	2268.96	696.00
2 (D-E)	2.92	696.00	2032.32	696.00
2 (E-F)	3.09	696.00	2150.64	696.00
2 (F-G)	2.99	696.00	2081.04	696.00
2 (G-H)	3.00	696.00	2088.00	696.00
V. Volado	1.59	696.00	1106.64	696.00

EJE 3				
3 (A"-A)	0.98	696.00	682.08	500.37
	1.36	359.40	488.78	
3 (A-B)	0.98	696.00	682.08	470.09
	2.00	359.40	718.80	
3 (B-C)	3.24	359.40	1164.46	359.40
3 (C-D)	1.46	696.00	1016.16	501.43
	2.00	359.40	718.80	
3 (D-E)	1.12	696.00	779.52	480.23
	2.00	359.40	718.80	
3 (E-F)	1.36	696.00	946.56	498.97
	1.92	359.40	690.05	
3 (F-G)	1.21	696.00	842.16	487.08
	1.98	359.40	711.61	
3 (G-H)	1.12	696.00	779.52	481.01
	1.98	359.40	711.61	
V. Volado	0.47	696.00	327.12	471.60
	0.94	359.40	337.84	
V. Vol.Terr	3.31	240.00	794.40	240.00

CARGA SOBRE VIGAS				
Viga Eje	**Longitud (m)**	**Peso Pared (kg/m)**	**Peso (kg)**	**DP (kg/m)**
EJE A'				
A" (2-3)	2.50	696.00	1740.00	542.61
	1.49	285.24	425.01	
EJE A				
A (1-2)	5.60	696.00	3897.60	696.00
A (2-3)	0			
EJE B				
B (1-2)	5.30	696.00	3688.80	696.00
B (2-3)	3.93	696.00	2735.28	696.00
EJE C				
C (1-2)	5.30	696.00	3688.80	696.00
C (2-3)	3.79	696.00	2637.84	696.00
EJE D				
D (1-2)	5.30	696.00	3688.80	696.00
D (2-3)	3.85	696.00	2679.60	696.00
EJE E				
E (1-2)	5.30	696.00	3688.80	696.00
E (2-3)	3.85	696.00	2679.60	696.00
EJE F				
F (1-2)	5.30	696.00	3688.80	696.00
F (2-3)	0			
EJE G				
G (1-2)	5.30	696.00	3688.80	696.00
G (2-3)	3.85	696.00	2679.60	696.00
EJE H				
H (1-2)	4.18	696.00	2909.28	555.36
	3.00	359.40	1078.20	
H (2-3)				
V. Vol.Terr	8.00	240.00	1920.00	240.00

- PLANTA TERRAZA Nv+12.90

CARGA SOBRE TABLEROS				
Tablero Nro.	**Longitud (m)**	**Peso Pared (kg/m)**	**Área (m2)**	**DP (kg/m2)**
1	0			0
2	0			0
3	0			0
4	0			0
5	0			0
6	0			0
7	0			0
8	0			0
Volado	3.04	696.00	7.65	349.87
	1.56	359.40		
Terraza	4.89	240.00	6.11	192.08
9	0			0
10	0			0
11	0			0
12	0			0
13	0			0
14	0			0
15	0			0
16	2.64	240.00	6.11	103.70

CARGA SOBRE VIGAS				
Viga Eje	**Longitud (m)**	**Peso Pared (kg/m)**	**Peso (kg)**	**DP (kg/m)**
EJE 1				
1 (A-B)	3.38	240.00	811.20	240.00
1 (B-C)	3.64	240.00	873.60	240.00
1 (C-D)	3.86	240.00	926.40	240.00
1 (D-E)	3.52	240.00	844.80	240.00
1 (E-F)	3.68	240.00	883.20	240.00
1 (F-G)	3.59	240.00	861.60	240.00
1 (G-H)	3.50	240.00	840.00	240.00
EJE 2				
2 (A"-A)	0			0
2 (A-B)	0			0
2 (B-C)	1.61	696.00	1120.56	696.00
2 (C-D)	3.89	696.00	2707.44	696.00
2 (D-E)	3.12	696.00	2171.52	696.00
2 (E-F)	1.59	696.00	1106.64	511.01
	1.94	359.40	697.24	
2 (F-G)	3.19	696.00	2220.24	696.00
2 (G-H)	3.10	696.00	2157.60	696.00
V. Volado	1.79	696.00	1245.84	696.00

EJE 3				
3 (A"-A)	2.74	240.00	657.60	240.00
3 (A-B)	3.18	240.00	763.20	240.00
3 (B-C)	3.24	359.40	1164.46	359.40
3 (C-D)	1.46	696.00	1016.16	501.43
	2.00	359.40	718.80	
3 (D-E)	1.12	696.00	779.52	480.23
	2.00	359.40	718.80	
3 (E-F)	1.36	696.00	946.56	498.97
	1.92	359.40	690.05	
3 (F-G)	1.21	696.00	842.16	487.08
	1.98	359.40	711.61	
3 (G-H)	1.12	696.00	779.52	481.01
	1.98	359.40	711.61	
V. Volado	0.85	696.00	591.60	566.73
	0.53	359.40	190.48	

CARGA SOBRE VIGAS				
Viga Eje	**Longitud (m)**	**Peso Pared (kg/m)**	**Peso (kg)**	**DP (kg/m)**
EJE A'				
A" (1-2)	5.40	240.00	1296.00	240.00
A" (2-3)	4.45	240.00	1068.00	
EJE A				
A (1-2)	0			0
A (2-3)	0			0
EJE B				
B (1-2)	0			
B (2-3)	1.32	696.00	918.72	478.84
	2.40	359.40	862.56	
EJE C				
C (1-2)	0			
C (2-3)	3.71	696.00	2582.16	696.00
EJE D				
D (1-2)	0			
D (2-3)	3.71	696.00	2582.16	696.00
EJE E				
E (1-2)	0			
E (2-3)	3.71	696.00	2582.16	696.00
EJE F				
F (1-2)	0			
F (2-3)	3.71	696.00	2582.16	696.00
EJE G				
G (1-2)	0			
G (2-3)	3.71	696.00	2582.16	696.00
EJE H				
H (1-2)	4.29	240.00	1029.60	240.00
H (2-3)	0			

IRREGULARIDADES

IRREGULARIDADES EN PLANTA

Irregularidad torsional

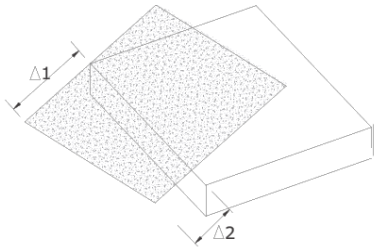
EJE X

$$\Delta > 1.2\frac{(\Delta 1+\Delta 2)}{2}$$

Δ1	5.00	cm	
Δ2	6.98	cm	Resultado
(Δ1+Δ2)/2	5.99	cm	OK
1.2 (Δ1+Δ2)/2	7.19	cm	

EJE Y

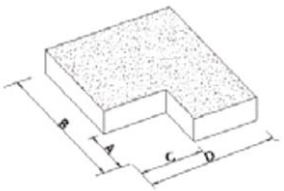
Δ1	0.3400	m	
Δ2	0.4900	m	Resultado
(Δ1+Δ2)/2	0.4150	m	OK
1.2 (Δ1+Δ2)/2	0.4980	m	



Retroceso excesivo de esquinas

A > 0.15B y C > 0.15D

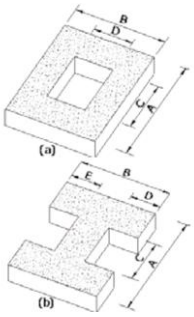
A	2.64	m	Resultado	
B	7.51	m	IRREGULAR	1.13
C	5.09	m		
D	25.17	m	IRREGULAR	3.78



Discontinuidad en el sistema de pisos

a) CxD > 0.5AxB
b) [CxD + CxE] > 0.5AxB

A	12.38	m	
B	30.26	m	Resultado
C	3.65	m	OK
D	3.64	m	



Ejes estructurales no paralelos

NO APLICA

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN

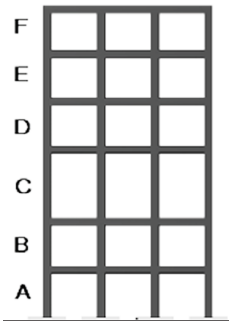
Piso flexible

Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D

$$Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$$

$$K = \frac{12*E*I}{L^3} = \frac{kg/cm2*cm4}{cm3} = kg/cm$$

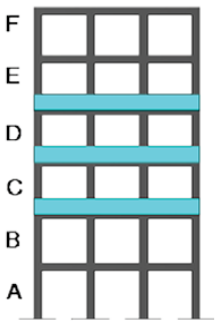
Piso	Columnas								Resultado
	a	b	#	E	Iner	Long	K	KC /KD	
6	40.00	40.00	14.00	189837.04	213333.33	310.00	228383.05		
5	40.00	60.00	24.00	189837.04	720000.00	310.00	1321359.06	579%	*OK*
4	40.00	60.00	24.00	189837.04	720000.00	310.00	1321359.06	100%	*OK*
3	40.00	60.00	24.00	189837.04	720000.00	310.00	1321359.06	100%	*OK*
2	40.00	60.00	24.00	189837.04	720000.00	360.00	843720.16	64%	*IRREGULAR*
1	40.00	60.00	24.00	189837.04	720000.00	372.00	764675.38	91%	*OK*



Distribución de masa

$m_D > 1.50\ m_E$ ó
$m_D > 1.50\ m_C$

Piso	Descrip	P serv (Ton)	1.5 P (Ton)	Resultado
6	Cubierta	82.04	123.05	*OK*
5	Normal	428.06	642.08	*OK*
4	Normal	525.14	787.72	*OK*
3	Normal	525.14	787.72	*OK*
2	Normal	558.13	837.19	*OK*
1	Normal	451.64	677.47	*OK*

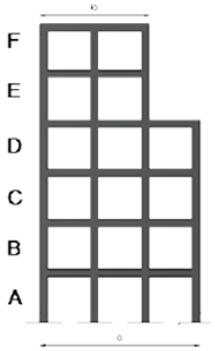


Irregularidad geométrica

$a > 1.3\ b$

a	12.38	m	Resultado
b	4.45	m	IRREGULAR
a	27.91	m	Resultado
b	21.79	m	OK

Debe cumplir ambas para ser irregularidad



ANEXO 3:

ESTUDIO DE SUELOS

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

PREVIO AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE LAS CIMENTACIONES DEL HOTEL DEL RIO



SOLICITADO POR: ARQ. CARLOS CORDOVA
REALIZADO POR: ING. JORGE MARTINEZ CASTRO

AMBATO /JUNIO/DEL 2011

Nota: El Hotel del Río hace referencia al Hotel Dubai Ambato. la no concordancia se debe al cambio del nombre del Hotel durante la construcción.

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PREVIO AL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LAS CIMENTACIONES DEL HOTEL DEL RIO

INTRODUCION

PROPÓSITO Y ALCANCE

El presente informe corresponde al estudio de Mecánica de Suelos previo al diseño y construcción de las cimentaciones del HOTEL DEL RIO perteneciente al señor Jorge Veloz el mismo que se prevé construir en la avenida Indoamerica sector Ecuatoriana de Motores MAVESA, y su objetivo es establecer la composición del subsuelo y las características generales de los materiales que servirán de soporte a las edificaciones, de manera que se constituya en el antecedente requerido para la selección del tipo de cimentación que mejor se adapte a las condiciones del lugar y proporcione los parámetros necesarios para el diseño respectivo.

ESTRUCTURAS PROYECTADAS

El HOTEL DEL RIO será de seis pisos dos subsuelos y cuatro pisos altos, y contara con todas las comodidades de un hotel cinco estrellas, el área de construcción por planta es de aproximadamente 280 m^2 con un total de construcción de aproximadamente 2000 m^2, todo en hormigón armado

DESCRIPCIÓN DEL SITIO

El terreno estudiado se encuentra localizado en la avenida Indoamerica frente a Ecuatoriana de Motores MAVESA, el terreno es plano existe una construcción moderna que será refaccionada y formara parte también del hotel, el área total del terreno es de aproximadamente 5000 m^2 pero el área de terreno que se utilizara para la construcción del edificio será de 280 m^2 .

INFORMACIÓN PROPORCIONADA

Para la elaboración del presente informe, se contó con la información general del proyecto arquitectónico que se propone construir y que fue descrita. Adicionalmente se disponen de datos de estudios geológicos y geotécnicos realizados en el sector e información general sobre el clima y las lluvias de la región.

EXPLORACIÓN SUBTERRÁNEA

PLANIFICACIÓN PREVIA

En función de la configuración del sitio y del proyecto que se va a ejecutar, considerando el tipo de materiales existentes y de la información disponible, por una parte, y por otra la probable magnitud de las cargas, se creyó conveniente efectuar la exploración en tres puntos del área total de terreno,

que definan adecuadamente la posición de los estratos. Las perforaciones alcanzaron una profundidad de 5,50m mediante el tipo de perforación conocido SPT (Standard Penetrations Test). Ensayos de Penetración Standard, sin poder avanzar más por la gran cantidad de material granular que existe en el trayecto, una observación ocular de la estratigrafía del terreno desde su parte posterior nos permite ver el conglomerado que existe en estado de cementación (cantos, gravas y arenas bien graduadas)

SONDEOS EJECUTADOS

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

El cuadro que sigue indica en detalle la exploración realizada y anexos a este informe se presentan los registros de los sondeos. Todas las muestras fueron clasificadas siguiendo el método manual visual y además se ejecutaron los ensayos de laboratorio necesarios para identificar al material y determinar su resistencia según estaba previsto.

CUADRO N° 1

DETALLE DE LOS SONDEOS REALIZADOS

SONDEO NUMERO	PROFUNDIDAD METROS	NUMERO DE MUESTRAS	NIVEL FREÁTICO
1	5,50	3	NO SE ENCONTRO
2	5,50	3	NO SE ENCONTRO
3	5,50	3	NO SE ENCONTRO

PERFIL DEL SUBSUELO

PERFIL ESTRATIGRAFICO

Según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS, el suelo estudiado se identifica como limo arenoso ML de color café obscuro de baja compresibilidad y con incrustaciones de piedras,

hasta la profundidad de los 5,50 m, a partir de esta profundidad el conglomerado de cantos, arenas y gravas bien graduadas es el común denominador

CONCLUSIONES DE LA EXPLORACIÓN SUBTERRANEA

Como conclusiones del análisis efectuado, de los resultados obtenidos durante la exploración subterránea y de los ensayos de laboratorio ejecutados, se tiene lo siguiente;

- El suelo en sus cinco primeros metros de profundidad es de baja compresibilidad y con incrustaciones de piedras de varias dimensiones, para luego encontrar un conglomerado en estado de cementación (bien compacto), que hará difícil su extracción para dar cabida, **convirtiéndole en un excelente suelo de cimentación**
- La poca humedad del suelo, no causara ningún efecto destructivo en la cimentaciones y los posibles asentamientos que se produzcan estarán dentro de los admisibles

PARÁMETROS DE CÁLCULO

Los parámetros adoptados se obtuvieron de los ensayos de laboratorio efectuados y de las correlaciones conocidas de la Mecánica de Suelos, Como es usual se diseña para las condiciones de sondeo mas desfavorables, se evita el uso de correlaciones diferentes en un mismo calculo y se emplean las teorías actualizadas y de uso universal, mediante software actualizado al 2000

DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES

HIPÓTESIS PREVIAS

Par el cálculo de la cimentación se ha tomado la información proveniente de:

- La exploración del subsuelo, su estratigrafía, los resultados de los ensayos de campo
- Las cargas transmitidas por estas edificaciones al suelo de cimentación, el tipo de estructura y demás datos del proyecto

El análisis de los datos así obtenidos permitió plantear la solución al problema, la cual se basa en las siguientes hipótesis:

1. Tipo de cimentación: **zapata aislada**
2. El reptantillo de hormigón simple estará colocado a la profundidad $\mathbf{D_f = -1{,}50}$ **m del nivel del segundo subsuelo**
3. El esfuerzo admisible del suelo será $\mathbf{\sigma_{adm} = 3{,}9\ kgs/cm^2}$ **(suelo natural)**
4. La densidad del suelo $\gamma = 1.75\ kg/cm^3$ (suelo natural)
5. Módulo de elasticidad $E = 1000\ tn/m^2$

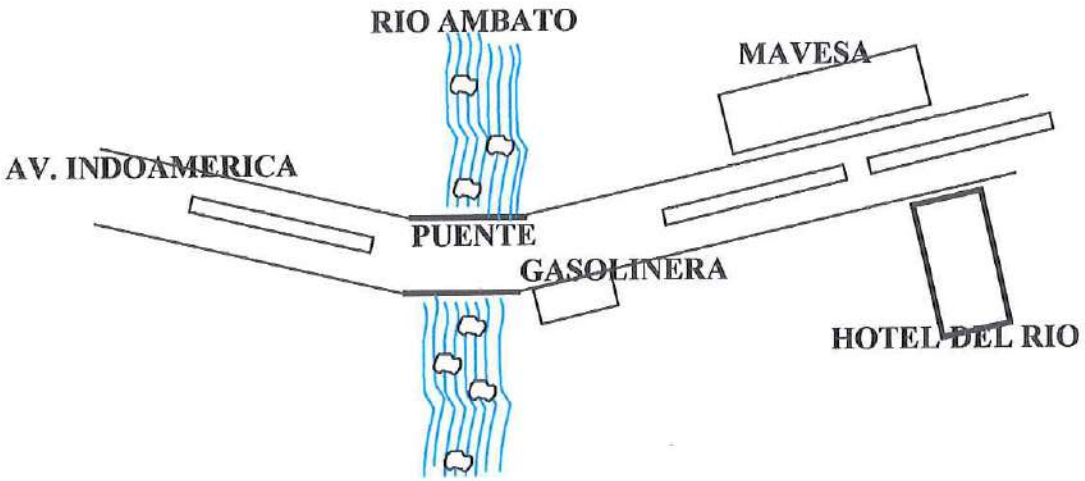
6. Kv=1000kg/m^2/m
7. Kh=750kg/m^2/m
8. Asentamiento máximo permisible s= 25 mm
9. El ángulo de rozamiento interno $\phi = 41{,}0^{o}$
10. Esfuerzo admisible del suelo σ_{adm} =39,00tn/m^2(suelo natural)

Cualquier variación substancial de las hipótesis asumidas merecerá un recalculo de los parámetros recomendados, por la dependencia de las teorías empleadas con las hipótesis requeridas.

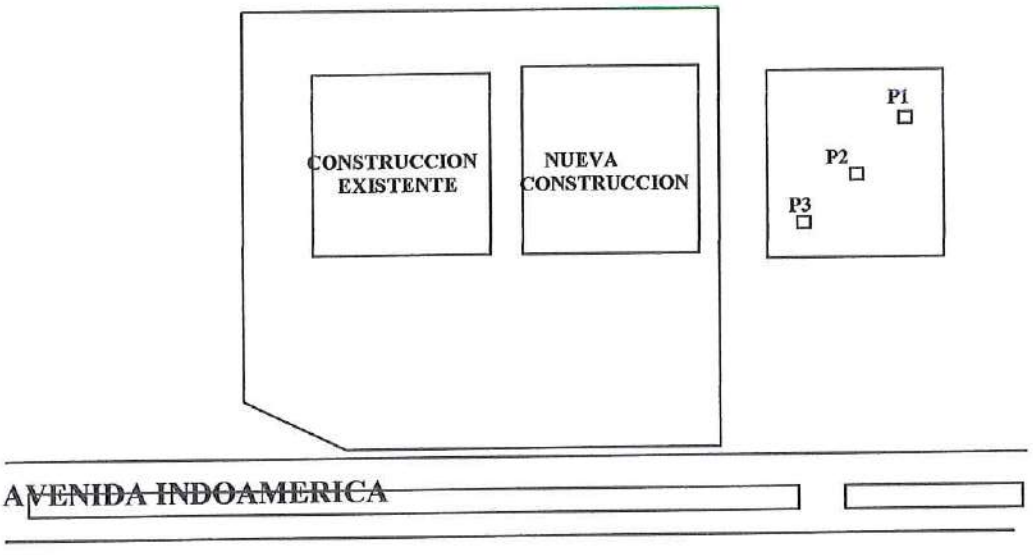


Jorge Martínez Castro
LP 18-137 RM 507

LOCALIZACIÓN

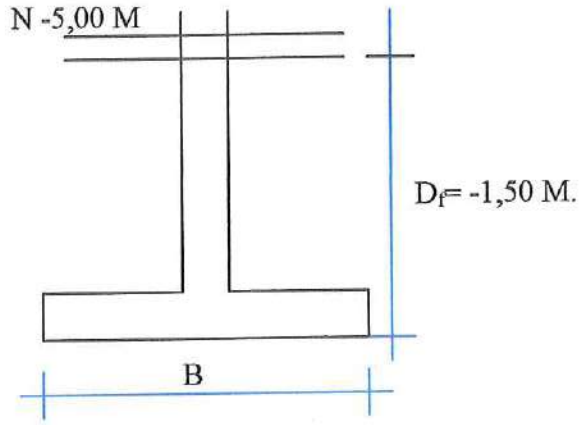


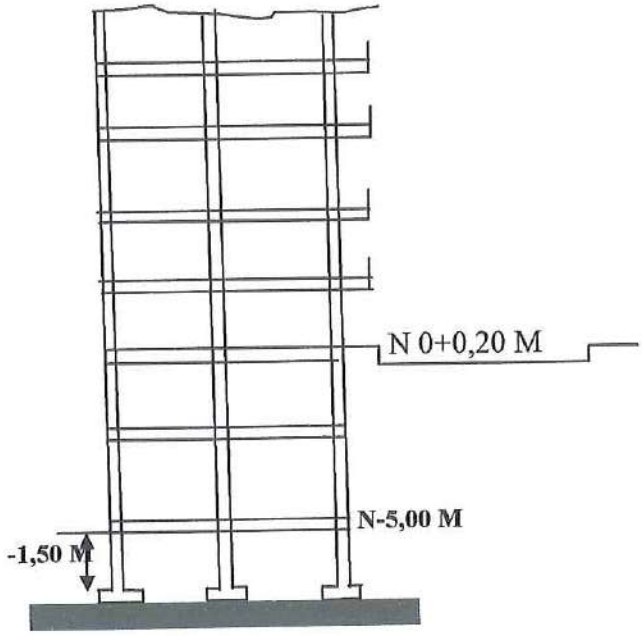
PEFORACIONES



TIPO DE CIMENTACION

ZAPATA AISLADA

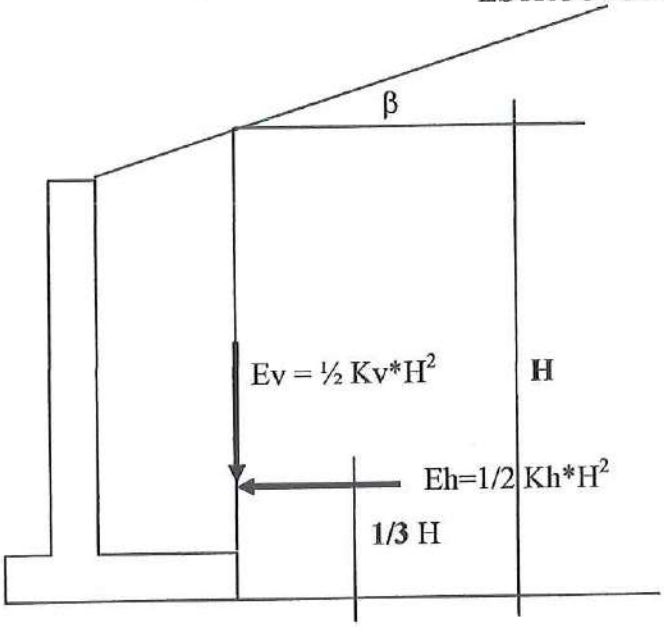




ESTRUCTURA PROYECTADA

DETERMINACION DE LOS EMPUJES

ACTIVO Y PASIVO



Kv = 1000 Kg/m²/m

Kh= 750 Kg/m²/m

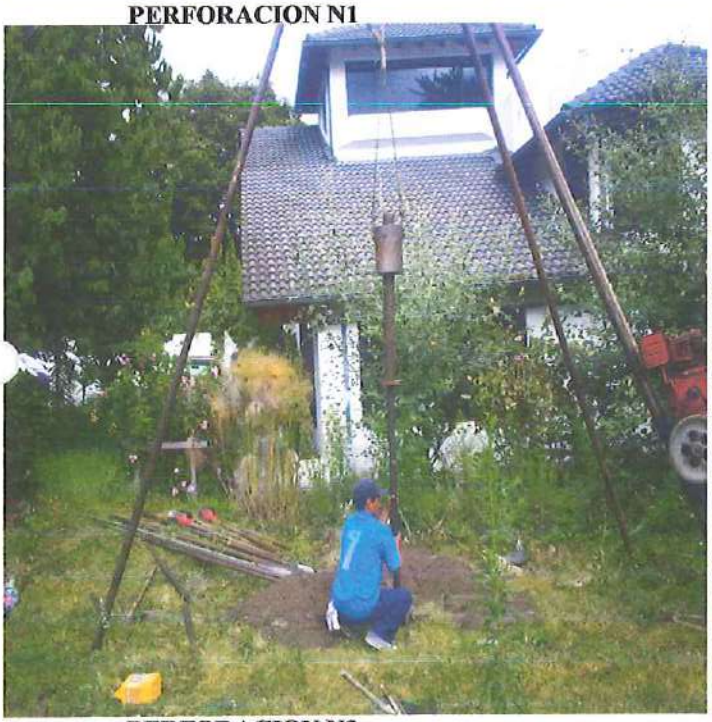
FOTOGRAFIAS DEL ESTUDIO



PERFORACION N1



PERFORACION N2



PERFORACION N3



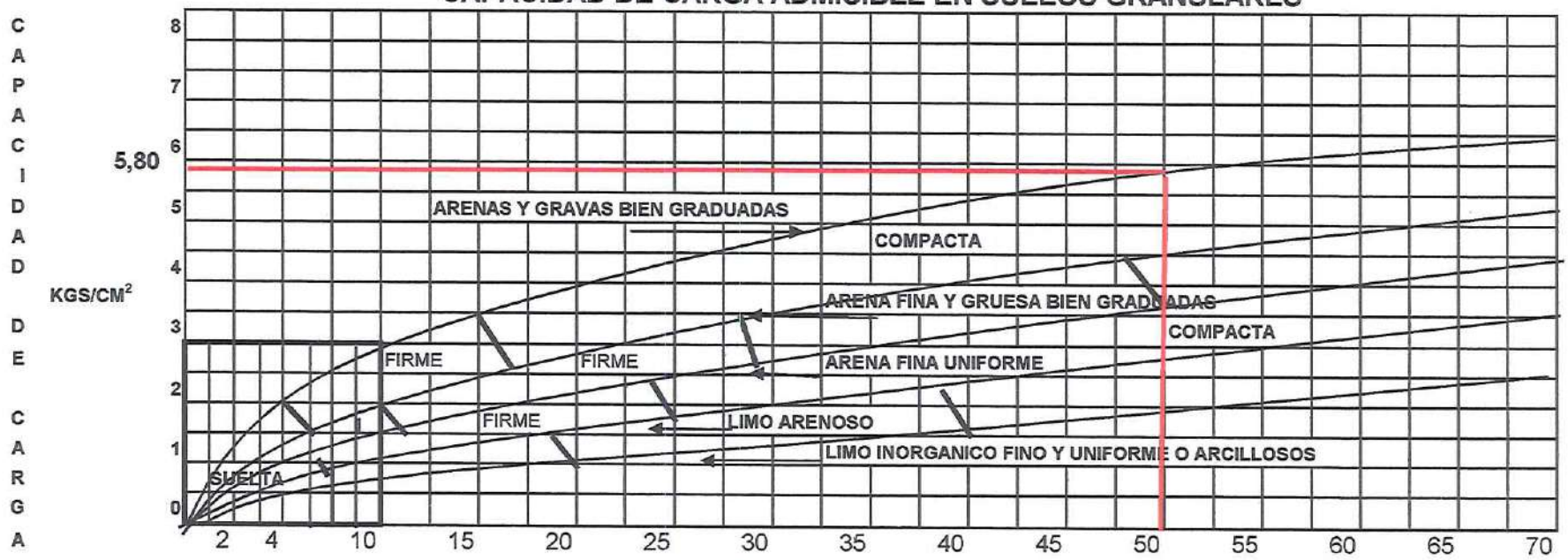
PERFORACION N3

RESULTADOS

ESTE ABACO NOS DA UNA IDEA DE LA RESISTENCIA DEL SUELO, EN BASE AL NUMERO DE GOLPES DEL ENSAYO S.P.T.

HOTEL DEL RIO

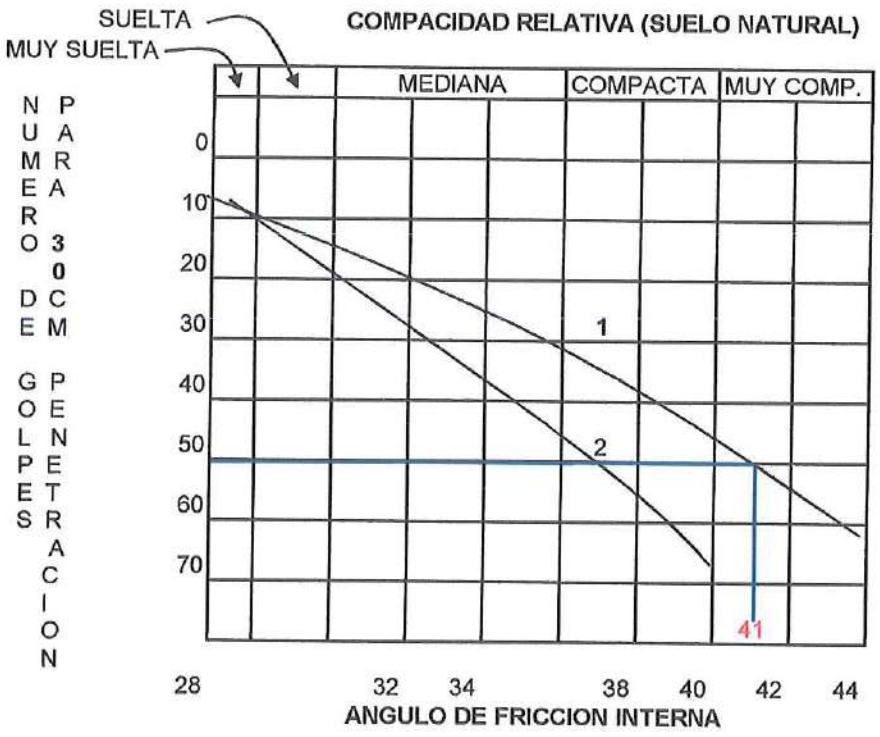
CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE EN SUELOS GRANULARES



ABACO B.K. HOUCH " BASIC SOIL ENGINNERING"

ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO 58,00 TN/M^2 (SUELO NATURAL)

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

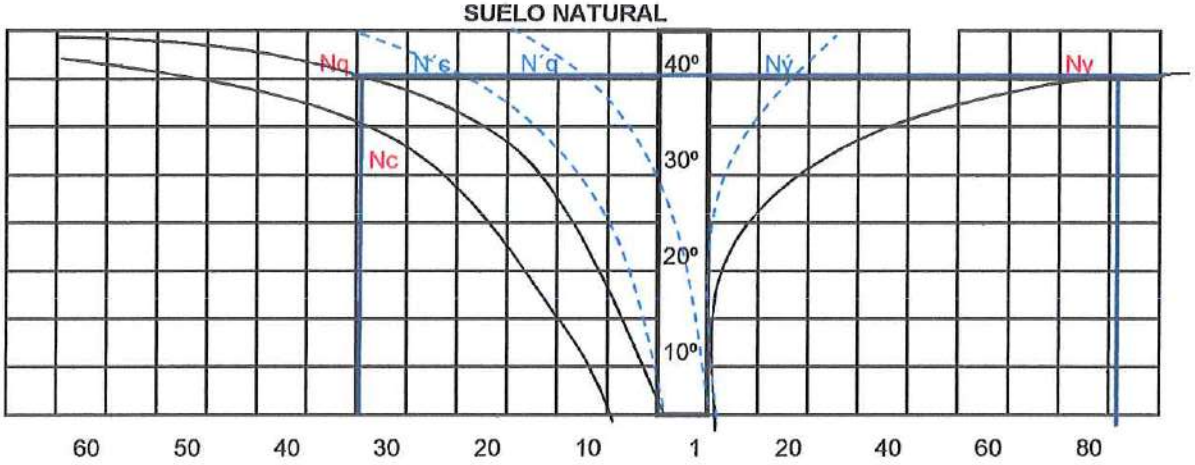


1 **RELACION PARA ARENAS DE GRANO ANGULOSO DE MEDIANA A GRUEZA**

2 RELACION PARA ARENAS FINAS Y PARA ARENAS LIMOSAS

c FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA PARA LA APLICACIÓN DE LA TEORIA DE TERZAGHI

SUELO NATURAL



VALORES DE Nc Y Nq

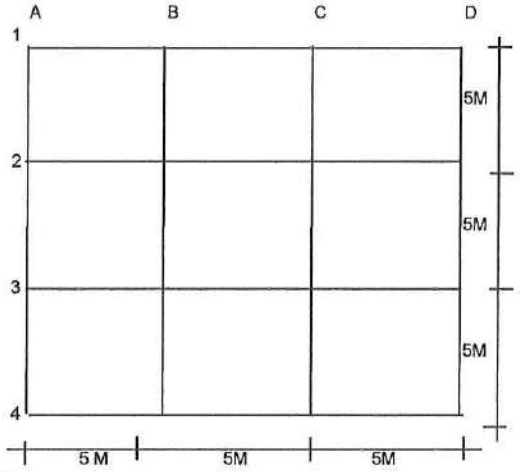
Nq=35

VALORES DE Ny

Ny= 80

PROYECTO : HOTEL DEL RIO
UBICACION : AVENIDA INDOAMERICA (SECTOR DE ECUTORIANA DE MOTORES)

DATOS



6 PLANTAS

CARGAS

A1,D1,A4.D4 =	42 TN
B1-C1-B4-C4-A2-D2-A3-D3	84 TN
B2,C2,B3,C3	168 TN

SUELO

CONGLOMERADO, CANTOS, ARENAS Y GRAVAS BIEN GRADUADAS SW-GW
DENSIDAD = 1,75 TN/M^3
ANGULO DE FRICCION = 41° GRADOS Nq = 35 Ny= 80
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE = 1,50 M (A PARTIR DEL SEGUNDO SUBSUELO
MODULO DE ELASTICIDAD = 1000 TN/M^2

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

CAPACIDAD DE CARGA (ANALISIS A LA ROTURA)

Q TON	B M	qult TON/M^2	FS	qadm TON/M^2	A M^2	B CAL M
42	1,00	161,88	5	32,38	1,30	1,14
42	1,14	171,68	5	34,34	1,22	1,11
42	1,11	169,58	5	**33,92**	1,24	**1,11**
84	1,00	161,88	5	32,38	2,59	1,61
84	1,61	204,58	5	40,92	2,05	1,43
84	1,43	191,98	5	38,40	2,19	1,48
84	1,48	195,48	5	**39,10**	2,15	**1,47**
168	1,00	161,88	5	32,38	5,19	2,28
168	2,28	251,48	5	50,30	3,34	1,83
168	1,83	219,98	5	44,00	3,82	1,95
168	1,95	228,38	5	45,68	3,68	1,92
168	1,92	226,28	5	**45,26**	3,71	**1,93**
			MEDIA=	**39,42**		

q adm CALCULADO = 39,42 Tn/m^2
q adm para el cálculo = 39 Tn/m^2

CALCULO DE ASENTAMIENTOS

$$S = \frac{qadm * D * (1 - \mu^2)}{E} * \alpha * R$$

Q TON	qadm TON/M^2	D M	Se CM	S dif MM	Observaciones
42	30	1,18	4,09		
84	30	1,67	5,78	16,94	Sad= 25 mm
168	30	2,37	8,18	23,95	Sad= 25 mm
42	35	1,10	4,42		
84	35	1,55	6,25	18,30	Sad= 25 mm
168	35	2,19	8,83	25,87	Sad= 25 mm
42	40	1,02	4,72		
84	40	1,45	6,68	19,56	Sad= 25 mm
168	40	2,05	9,44	27,66	Sad= 25 mm

INVESTIGACION DEL SUBSUELO

PROYECTO : HOTEL DEL RIO
LOCALIZACION :AVENIDA INDOAMERICA SECTOR DE MAVESA

POZO SPT **PERFORACION 1** **SUELO NATURAL**

PROM	SUCS	PERFIL ESTRA	DESCRIPCION	w %	e	n %	y	ϕ	FS	σ adm
0,50	ML		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO OBSCURODE MEDIANA COMPRESIBILDAD	5	0,65	32	1,70			
1,00	ML		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO OBSCURODE MEDIANA COMPRESIBILDAD	5	0,65	32	1,70			
1,50	ML		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO OBSCURODE MEDIANA COMPRESIBILDAD	4	0,65	32	1,70	30°	3	24,00 tn/m^2
2,00	ML		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO OBSCURODE MEDIANA COMPRESIBILDAD	4	0,65	32	1,70	30°	3	24,00 tn/m^2
2,50	SM		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO CON INCRUSTACIONES DE MATERIAL GRANULAR	3	0,65	32	1,75	30°	3	27,00 tn/m^2
3,00	SM		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO CON INCRUSTACIONES DE MATERIAL GRANULAR	3	0,65	32	1,75	30°	3	27,00 tn/m^2
3,50	SM		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO CON INCRUSTACIONES DE MATERIAL GRANULAR	3	0,65	31	1,75	30°	3	27,00 tn/m^2
4,00	SM		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO CON INCRUSTACIONES DE MATERIAL GRANULAR	3	0,65	31	1,75	30°	3	27,00 tn/m^2
5,00	SM		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO CON INCRUSTACIONES DE MATERIAL GRANULAR	3	0,65	31	1,75	30°	3	27,00 tn/m^2
6,00	SW-GW		CANTOS, GRAVAS Y ARENAS BIEN GRADUADAS	3	0,65	31	1,75	39°	3	27,00 tn/m^2

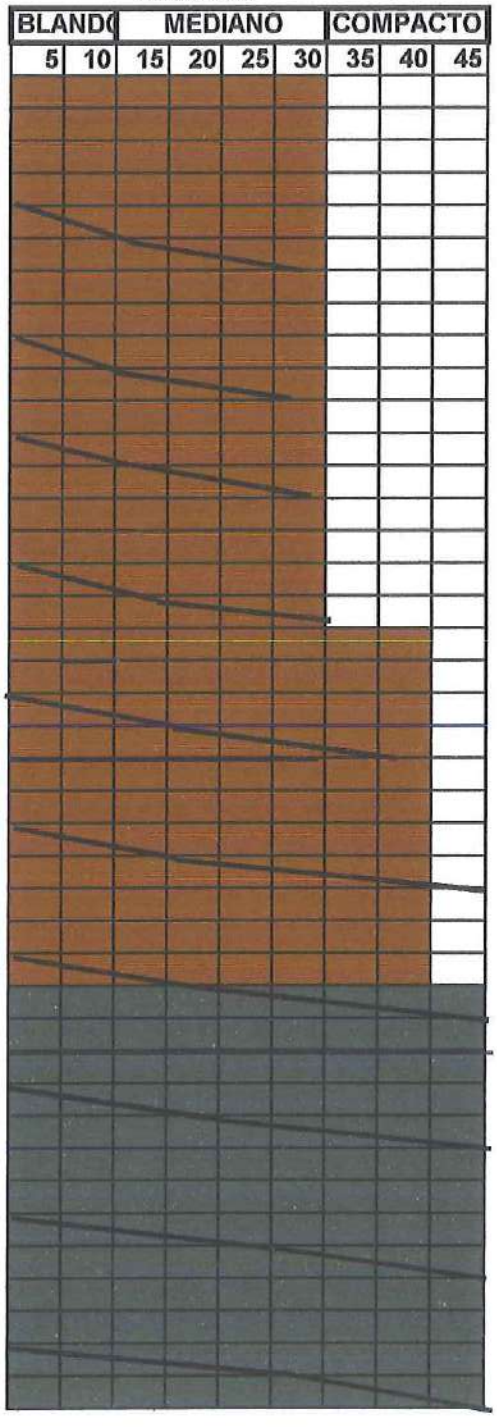
Observaciones:
Tipo de sondeo : **SPT** **Nivel Freático: NO SE ENCONTRO**
n Porosidad, e Relación de Vacíos , w Contenido de humedad expresados en porcentaje, y Desnsidad del suelo
ϕ ángulo fricción interna FS Factor de Seguridad σ esfuerzo admisible del suelo TN/M^2

ENSAYOS DE PENETRACION STANDART

PROFUNDIDAD M	SPT 1	" N " GOLPES	SUCS
0,00			
0,50			
1,00			
1,15	5		
1,30	8		MS
1,45	9	17	
1,50			
1,65	5		
1,80	7		MS
1,95	12	19	
2,00			
2,15	5		
2,30	8		MS
2,45	11	19	
2,50			
2,65	6		
2,80	8		MS
2,95	11	19	
3,00			
3,15	10		
3,30	12		MS
3,45	21	33	
4,00			
4,15	12		
4,30	15		SM
4,45	25	40	
5,00			
5,15	11		
5,30	18		SM
5,45	25	43	
6,00			
6,15	13		
6,30	17		GW-SW
6,45	25	42	
7,00			
7,15	21		
7,30	25		GW-SW
7,45	31	56	
8,00			
8,15	22		
8,30	26		GW-SW
8,45	33	59	
N PROMEDIO		48,7	

PERFIL ESTRATIGRAFICO

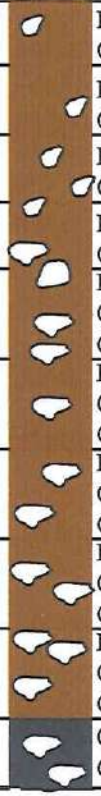
GRAFICO



INVESTIGACION DEL SUBSUELO

PROYECTO : HOTEL DEL RIO
LOCALIZACION :AVENIDA INDOAMERICA SECTOR DE MAVESA

POZO SPT **PERFORACION 2** **SUELO NATURAL**

PROM	SUCS	PERFIL ESTRA	DESCRIPCION	w %	e	n %	y	ϕ	FS	σ adm
0,50	ML		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO OBSCURODE MEDIANA COMPRESIBILDAD	5	0,65	32	1,70			
1,00	ML		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO OBSCURODE MEDIANA COMPRESIBILDAD	5	0,65	32	1,70			
1,50	ML		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO OBSCURODE MEDIANA COMPRESIBILDAD	4	0,65	32	1,70	30°	3	24,00 tn/m^2
2,00	ML		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO OBSCURODE MEDIANA COMPRESIBILDAD	4	0,65	32	1,70	30°	3	24,00 tn/m^2
2,50	SM		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO CON INCRUSTACIONES DE MATERIAL GRANULAR	3	0,65	32	1,75	30°	3	27,00 tn/m^2
3,00	SM		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO CON INCRUSTACIONES DE MATERIAL GRANULAR	3	0,65	32	1,75	30°	3	27,00 tn/m^2
3,50	SM		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO CON INCRUSTACIONES DE MATERIAL GRANULAR	3	0,65	31	1,75	30°	3	27,00 tn/m^2
4,00	SM		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO CON INCRUSTACIONES DE MATERIAL GRANULAR	3	0,65	31	1,75	30°	3	27,00 tn/m^2
5,00	SM		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO CON INCRUSTACIONES DE MATERIAL GRANULAR	3	0,65	31	1,75	30°	3	27,00 tn/m^2
6,00	SM		CONGLOMERADO (CANTOS, ARENAS Y GRAVAS BIEN GRADUADAS)	3	0,65	31	1,75	39°	3	37,00 tn/m^2

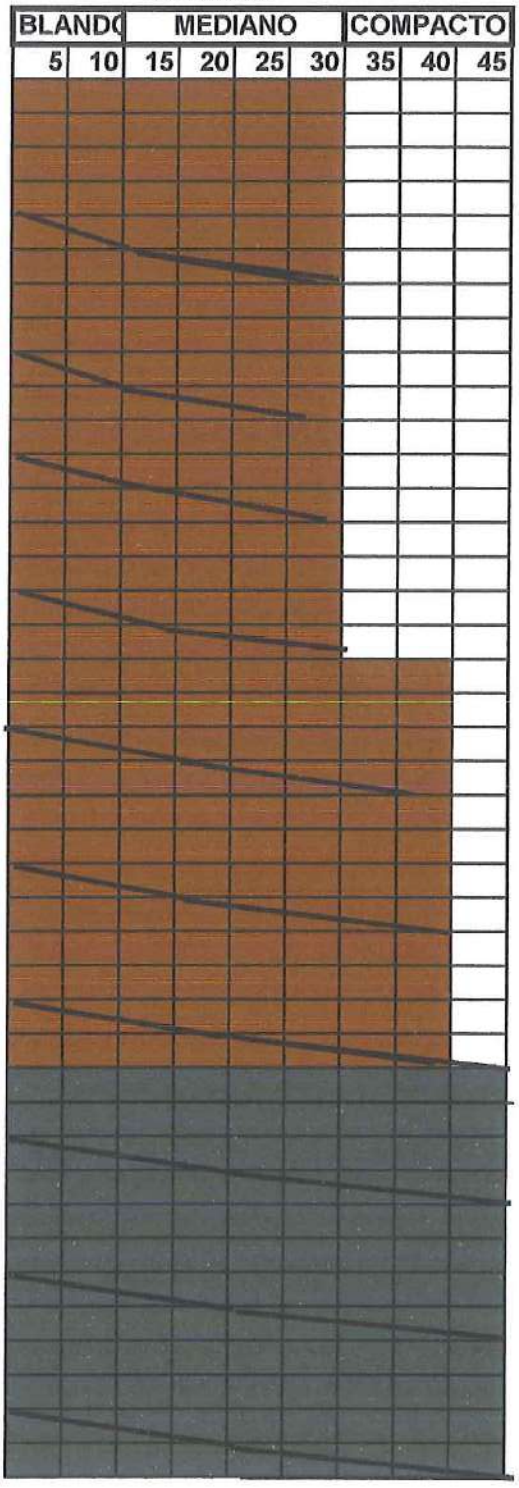
Observaciones:
Tipo de sondeo : **SPT** **Nivel Freático: NO SE ENCONTRO**
n Porosidad, e Relación de Vacíos , w Contenido de humedad expresados en porcentaje, y Desnsidad del suelo
$\varnothing$ ángulo fricción interna FS Factor de Seguridad σ esfuerzo admisible del suelo TN/M^2

ENSAYOS DE PENETRACION STANDART

PROFUNDIDAD M	SPT 2	" N " GOLPES	SUCS
0,00			
0,50			
1,00			
1,15	4		
1,30	6		MS
1,45	8	14	
1,50			
1,65	5		
1,80	7		MS
1,95	9	16	
2,00			
2,15	6		
2,30	7		MS
2,45	9	16	
2,50			
2,65	7		
2,80	8		MS
2,95	9	17	
3,00			
3,15	12		
3,30	14		MS
3,45	30	44	
4,00			
4,15	14		
4,30	21		SM
4,45	27	48	
5,00			
5,15	12		
5,30	20		SM
5,45	25	45	
6,00			
6,15	13		
6,30	18		GW-SW
6,45	30	48	
7,00			
7,15	18		
7,30	25		GW-SW
7,45	29	54	
8,00			
8,15	22		
8,30	25		GW-SW
8,45	35	60	
N PROMEDIO		49,8	

PERFIL ESTRATIGRAFICO

GRAFICO

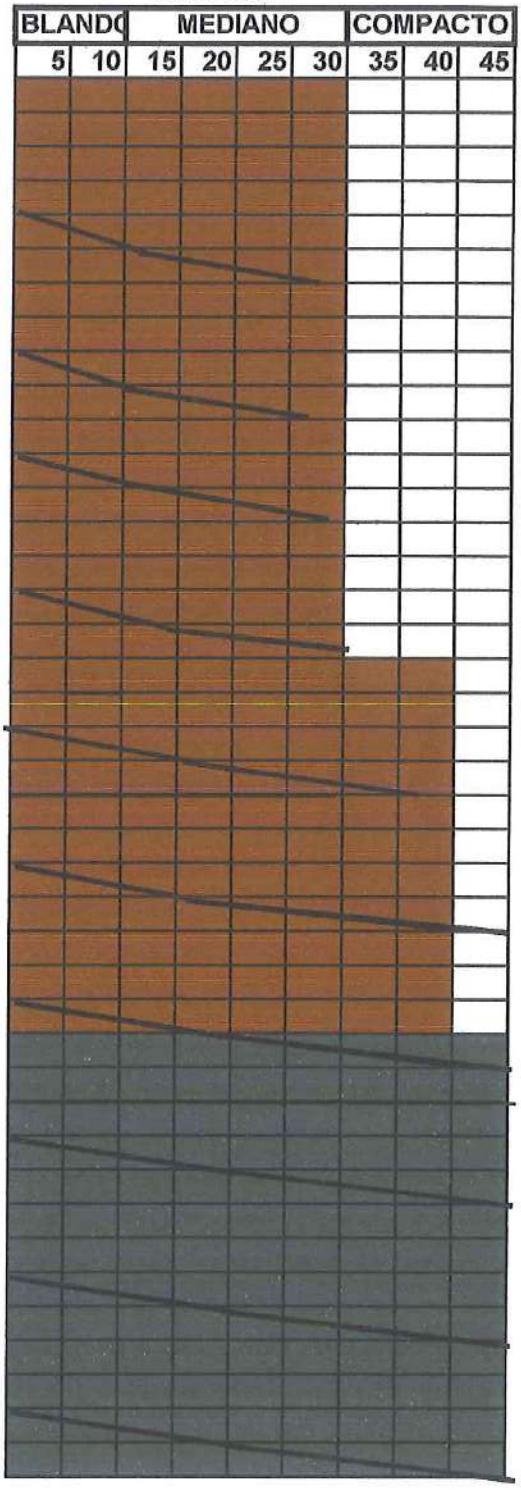


ENSAYOS DE PENETRACION STANDART

PROFUNDIDAD M	SPT 3	" N " GOLPES	SUCS
0,00			
0,50			
1,00			
1,15	8		
1,30	10		MS
1,45	12	22	
1,50			
1,65	9		
1,80	11		MS
1,95	15	26	
2,00			
2,15	9		
2,30	11		MS
2,45	15	26	
2,50			
2,65	11		
2,80	13		MS
2,95	21	34	
3,00			
3,15	10		
3,30	12		MS
3,45	21	33	
4,00			
4,15	12		
4,30	15		SM
4,45	25	40	
5,00			
5,15	11		
5,30	18		SM
5,45	25	43	
6,00			
6,15	13		
6,30	17		GW-SW
6,45	25	42	
7,00			
7,15	21		
7,30	25		GW-SW
7,45	31	56	
8,00			
8,15	22		
8,30	26		GW-SW
8,45	33	59	
N PROMEDIO		51,2	

PERFIL ESTRATIGRAFICO

GRAFICO



INVESTIGACION DEL SUBSUELO

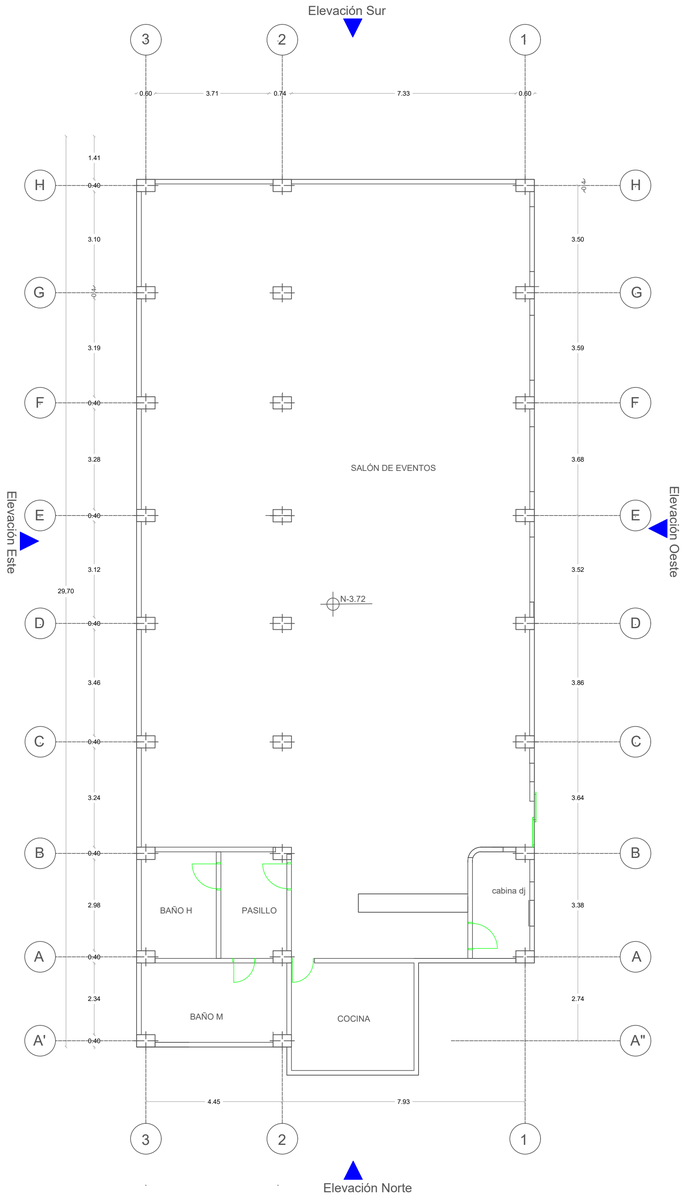
PROYECTO : HOTEL DEL RIO
LOCALIZACION :AVENIDA INDOAMERICA SECTOR DE MAVESA

POZO SPT **PERFORACION 3** **SUELO NATURAL**

PROM	SUCS	PERFIL ESTRA	DESCRIPCION	w %	e	n %	y	ϕ	FS	σ adm
0,50	ML		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO OBSCURODE MEDIANA COMPRESIBILDAD	5	0,65	32	1,70			
1,00	ML		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO OBSCURODE MEDIANA COMPRESIBILDAD	5	0,65	32	1,70			
1,50	ML		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO OBSCURODE MEDIANA COMPRESIBILDAD	4	0,65	32	1,70	30°	3	24,00 tn/m^2
2,00	ML		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO OBSCURODE MEDIANA COMPRESIBILDAD	4	0,65	32	1,70	30°	3	24,00 tn/m^2
2,50	SM		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO CON INCRUSTACIONES DE MATERIAL GRANULAR	3	0,65	32	1,75	30°	3	27,00 tn/m^2
3,00	SM		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO CON INCRUSTACIONES DE MATERIAL GRANULAR	3	0,65	32	1,75	30°	3	27,00 tn/m^2
3,50	SM		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO CON INCRUSTACIONES DE MATERIAL GRANULAR	3	0,65	31	1,75	30°	3	27,00 tn/m^2
4,00	SM		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO CON INCRUSTACIONES DE MATERIAL GRANULAR	3	0,65	31	1,75	30°	3	27,00 tn/m^2
5,00	SM		LIMO ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO CON INCRUSTACIONES DE MATERIAL GRANULAR	3	0,65	31	1,75	30°	3	27,00 tn/m^2
6,00	SW-GW		CONGLOMERADO (CANTOS, ARENAS Y GRAVAS BIEN GRADUADAS)	3	0,65	31	1,75	39°	3	37,00 tn/m^2

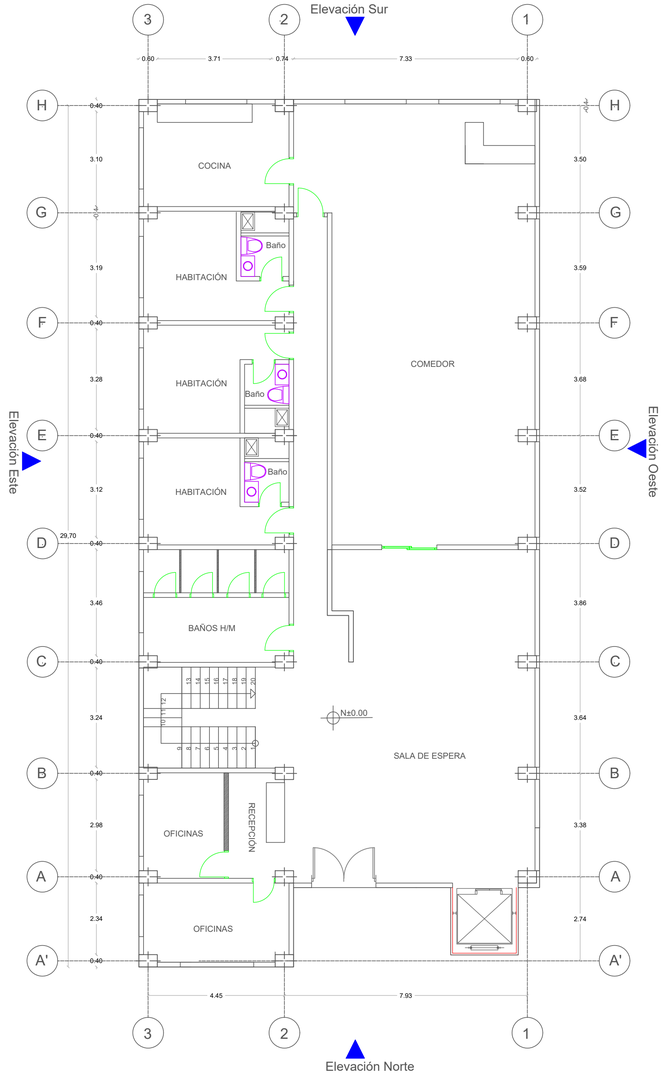
Observaciones:
Tipo de sondeo : **SPT** **Nivel Freático: NO SE ENCONTRO**
n Porosidad, e Relación de Vacíos , w Contenido de humedad expresados en porcentaje, y Desnsidad del suelo
ϕ ángulo fricción interna FS Factor de Seguridad σ esfuerzo admisible del suelo TN/M^2

ANEXO 4
PLANOS ARQUITECTÓNICOS
(LEVANTADO EN SITIO)



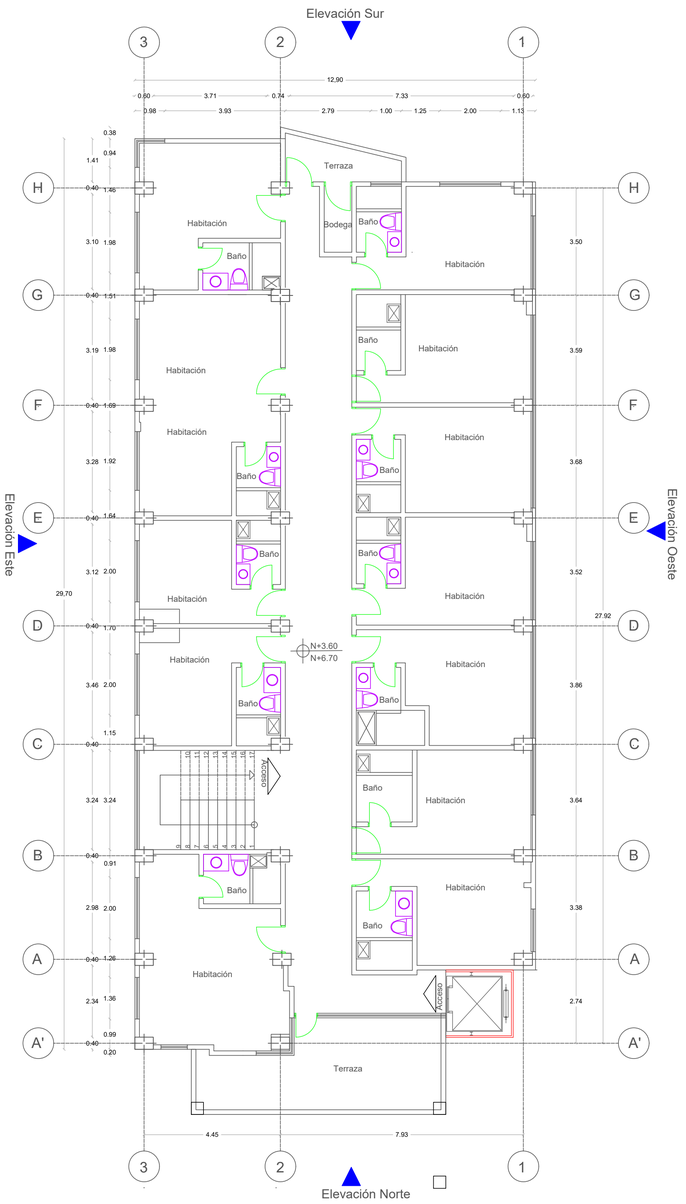
PLANTA BAJA SOCIAL

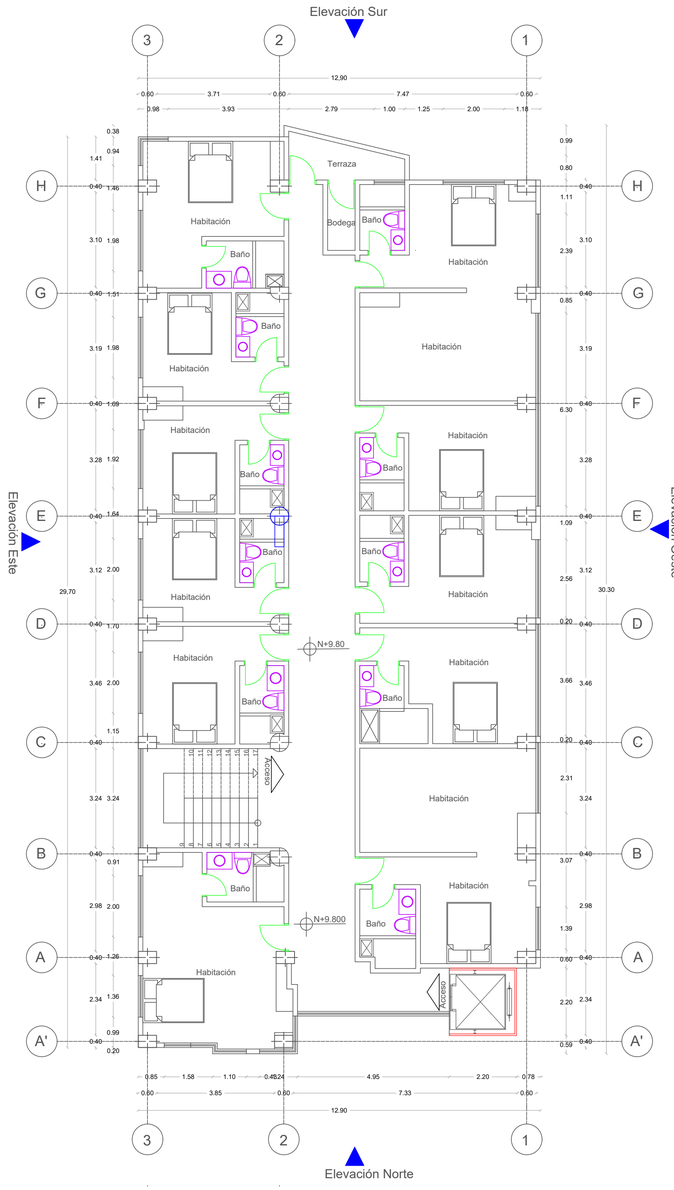
ESC. 1:100



PLANTA BAJA RECEPCIÓN

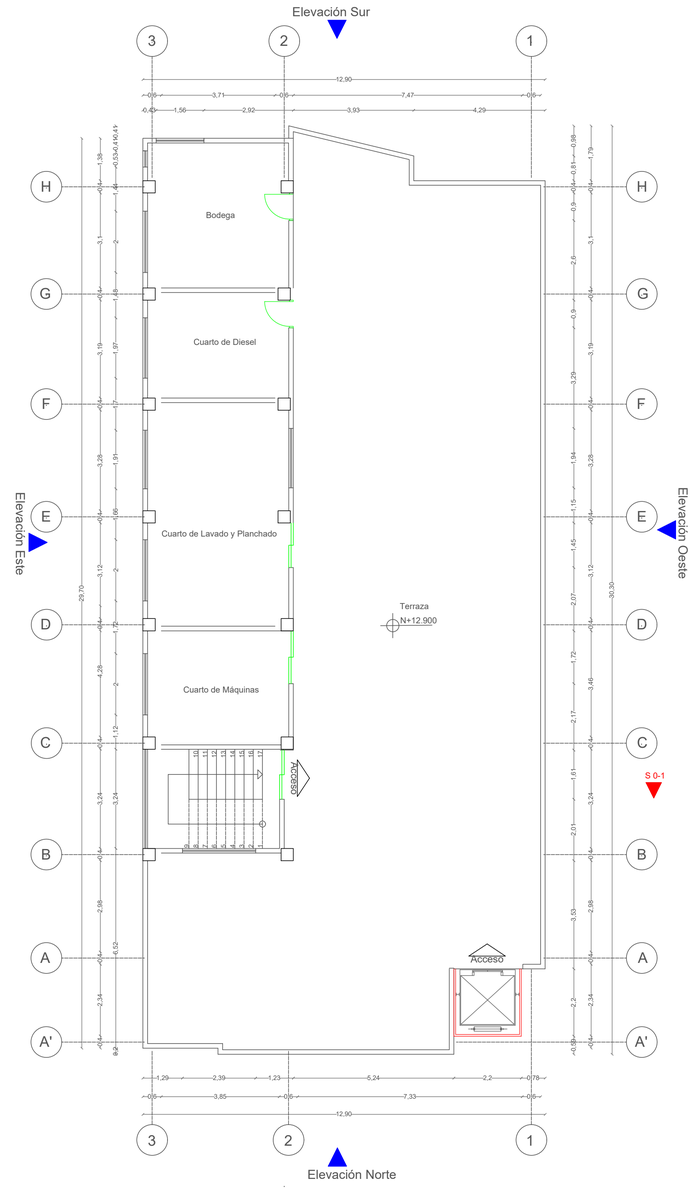
ESC. 1:100


Elevación Sur
3
2
1
12.90
0.60
3.71
0.74
7.33
0.60
0.98
3.93
2.79
1.00
1.25
2.00
1.13
H
G
F
E
D
C
B
A
A'
0.38
0.94
1.41
3.10
3.19
3.28
3.12
29,70
3.46
3.24
2.98
2.34
0.40
3.50
3.59
3.68
3.52
27.92
3.86
3.64
3.38
2.74
Terraza
Habitación
Bodega
Baño
Habitación
Baño
Habitación
Habitación
Baño
Habitación
Baño
Habitación
Habitación
Baño
Habitación
Baño
Habitación
Habitación



Tercer Nivel

ESC. 1:100



Cuarto Nivel

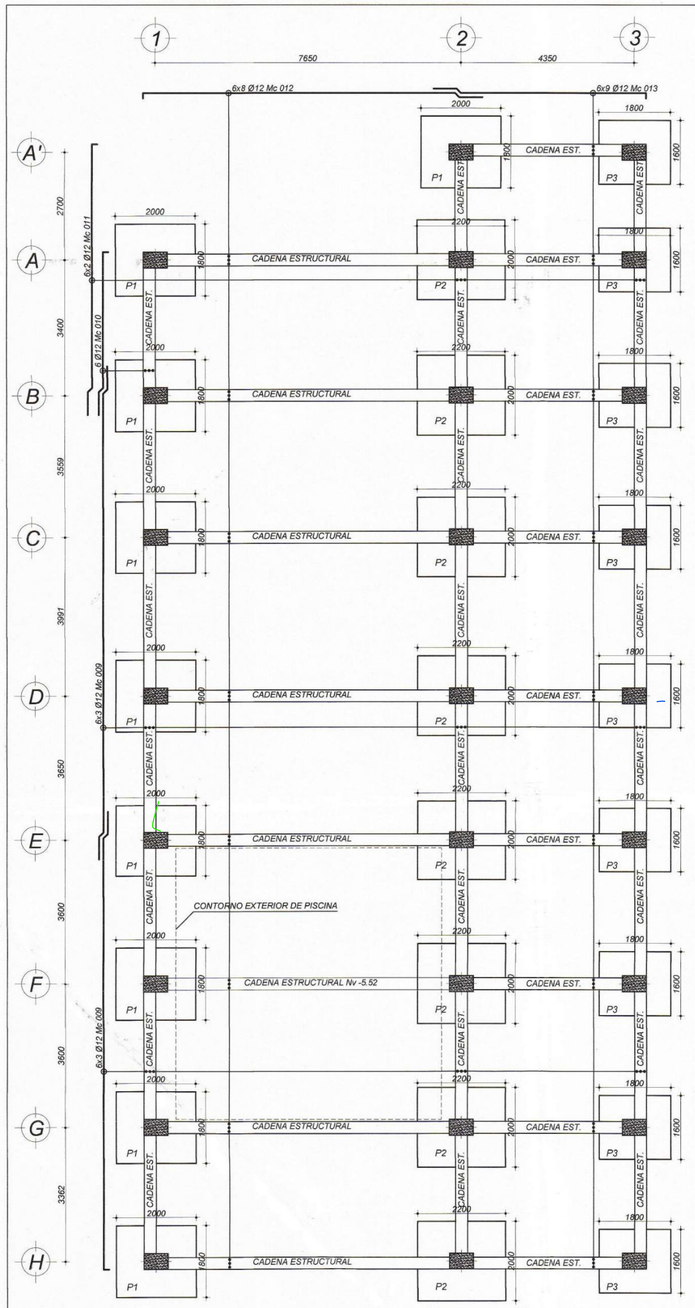
ESC. 1:100

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

PROYECTO:
LEVANTAMIENTO HOTEL DUBAI AMBATO

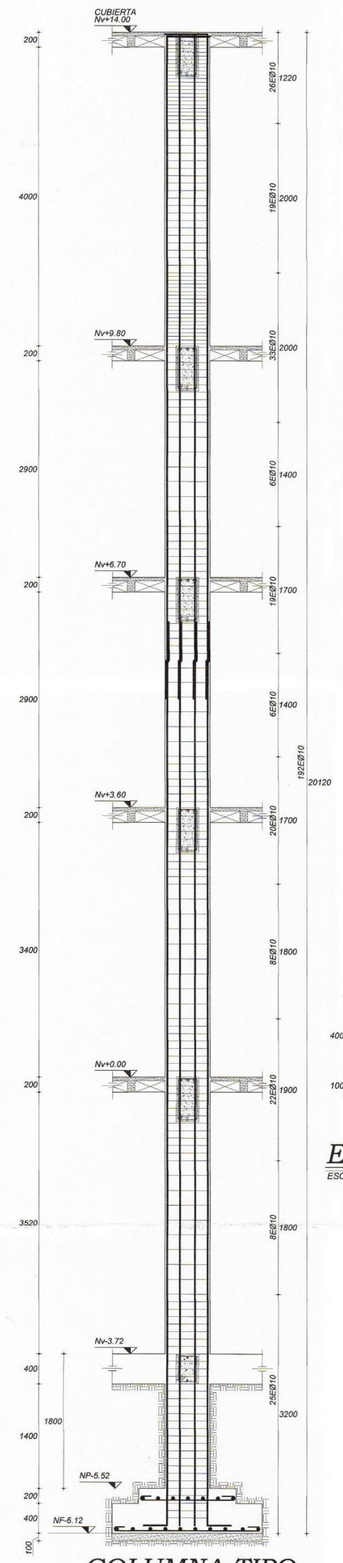
CONTIENE:	UBICACIÓN	FECHA
-PLANTAS ARQUITECTÓNICAS	AMBATO, SECTOR CATIGLATA, AV. INDOAMERICA, FRENTE A HINO MAVESA	JUNIO 2025
		ESCALA: INDICADAS
MODIFICADO POR:	REVISÓ:	LÁMINA: A2
EDISON CHIMBORAZO, TESISTA	ING. SANTIAGO MEDINA, TUTOR	

ANEXO 5:
PLANOS ESTRUCTURALES ORIGINALES



PLANTA DE CIMENTACIÓN

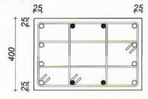
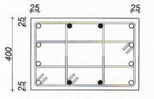
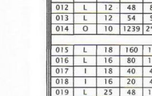
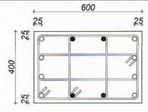
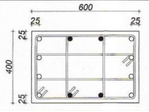
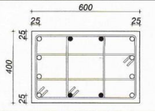
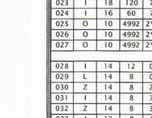
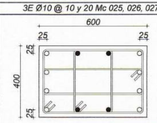
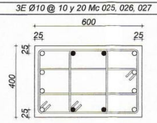
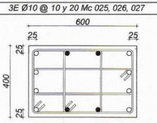
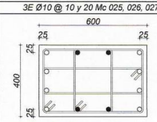
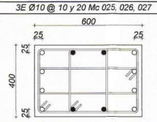
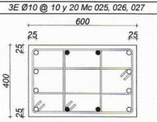
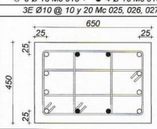
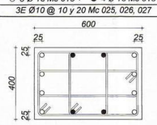
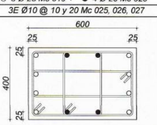
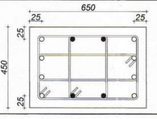
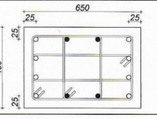
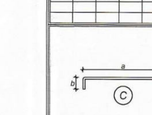
ESCALA 1:75



COLUMNA TIPO

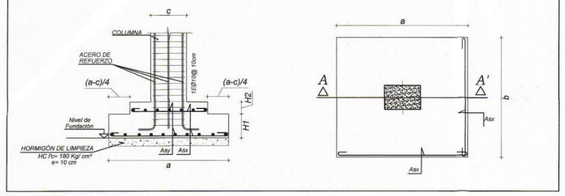
ESCALA 1:40

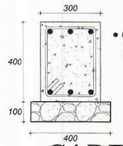
CUADRO DE COLUMNAS

TIPO	1	2	3	4
UBICACION	A'(2,3)	E2 ; F2 ; G2	E(1,3) ; F(1,3) ; G(1,3)	A(1,2,3) ; B(1,2,3) ; C(1,2,3) D(1,2,3) ; H(1,2,3)
COLUMNAS IGUALES Nº	2	3	6	15
N. INFERIOR / N. SUPERIOR	+ 14.00	+ 14.00	+ 14.00	+ 14.00
N. SUP — ARM. LONG.	○ 8 Ø 18 Mc 017 + ● 4 Ø 16 Mc 018		○ 8 Ø 25 Mc 021 + ● 4 Ø 20 Mc 022	○ 8 Ø 18 Mc 023 + ● 4 Ø 16 Mc 024
ESTRIBOS	3E Ø10 @ 5 y 10 Mc 025, 026, 027		3E Ø10 @ 5 y 10 Mc 025, 026, 027	3E Ø10 @ 5 y 10 Mc 025, 026, 027
+9.80				
ARM. LONG.	○ 8 Ø 18 Mc 015 + ● 4 Ø 16 Mc 016	○ 8 Ø 18 Mc 017 + ● 4 Ø 16 Mc 018	○ 8 Ø 25 Mc 021 + ● 4 Ø 20 Mc 022	○ 8 Ø 18 Mc 023 + ● 4 Ø 16 Mc 024
ESTRIBOS	3E Ø10 @ 10 y 20 Mc 025, 026, 027	3E Ø10 @ 10 y 20 Mc 025, 026, 027	3E Ø10 @ 10 y 20 Mc 025, 026, 027	3E Ø10 @ 10 y 20 Mc 025, 026, 027
+6.70				
ARM. LONG.	○ 8 Ø 18 Mc 015 + ● 4 Ø 16 Mc 016	○ 8 Ø 18 Mc 015 + ● 4 Ø 16 Mc 016	○ 8 Ø 25 Mc 019 + ● 4 Ø 20 Mc 020	○ 8 Ø 18 Mc 015 + ● 4 Ø 16 Mc 016
ESTRIBOS	3E Ø10 @ 10 y 20 Mc 025, 026, 027	3E Ø10 @ 10 y 20 Mc 025, 026, 027	3E Ø10 @ 10 y 20 Mc 025, 026, 027	3E Ø10 @ 10 y 20 Mc 025, 026, 027
+3.60				
ARM. LONG.	○ 8 Ø 18 Mc 015 + ● 4 Ø 16 Mc 016	○ 8 Ø 18 Mc 015 + ● 4 Ø 16 Mc 016	○ 8 Ø 25 Mc 019 + ● 4 Ø 20 Mc 020	○ 8 Ø 18 Mc 015 + ● 4 Ø 16 Mc 016
ESTRIBOS	3E Ø10 @ 10 y 20 Mc 025, 026, 027	3E Ø10 @ 10 y 20 Mc 025, 026, 027	3E Ø10 @ 10 y 20 Mc 025, 026, 027	3E Ø10 @ 10 y 20 Mc 025, 026, 027
+0.00				
ARM. LONG.	○ 8 Ø 18 Mc 015 + ● 4 Ø 16 Mc 016	○ 8 Ø 18 Mc 015 + ● 4 Ø 16 Mc 016	○ 8 Ø 25 Mc 019 + ● 4 Ø 20 Mc 020	○ 8 Ø 18 Mc 015 + ● 4 Ø 16 Mc 016
ESTRIBOS	3E Ø10 @ 10 y 20 Mc 025, 026, 027	3E Ø10 @ 10 y 20 Mc 025, 026, 027	3E Ø10 @ 10 y 20 Mc 025, 026, 027	3E Ø10 @ 10 y 20 Mc 025, 026, 027
-3.72 / -1.50				
		○ 8 Ø 18 Mc 015 + ● 4 Ø 16 Mc 016	○ 8 Ø 25 Mc 019 + ● 4 Ø 20 Mc 020	○ 8 Ø 18 Mc 015 + ● 4 Ø 16 Mc 016
		3E Ø10 @ 10 y 20 Mc 025, 026, 027	3E Ø10 @ 10 y 20 Mc 025, 026, 027	3E Ø10 @ 10 y 20 Mc 025, 026, 027
-6.12				

CUADRO DE PLINTOS

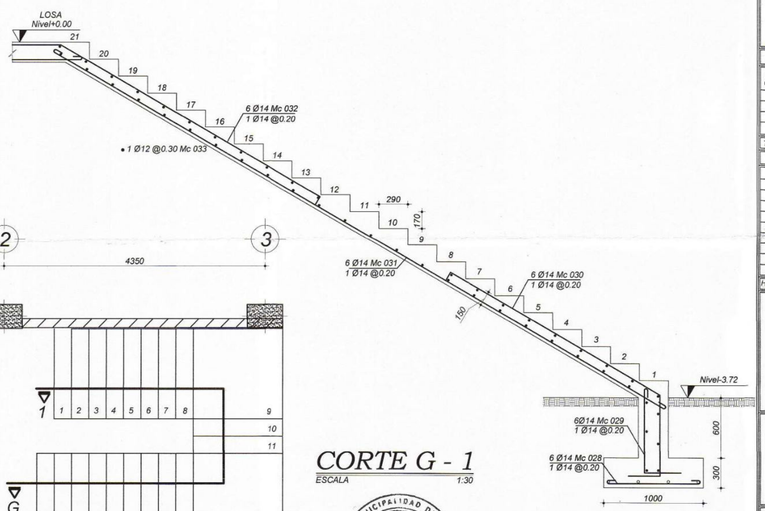
UBICACIÓN	Nº	TIPO	DIMENSIONES, mm a	b	H1	H2	N.FUN.	ARMADURA Asx	Asy
A1 ; A'2 ; B1 ; C1 ; D1 ; E1 F1 ; G1 ; H1	9	P1	2000	1800	400	200	-6.12	10 Ø 18 mm Mc 001 + 1 Ø 18 @ 200 7 Ø 16 mm Mc 002 1 Ø 16 @ 200	9 Ø 18 mm Mc 003 + 1 Ø 18 @ 200 7 Ø 16 mm Mc 004 1 Ø 16 @ 200
A2 ; B2 ; C2 ; D2 ; E2 ; F2 G2 ; H2	8	P2	2200	2000	400	200	-6.12	11 Ø 18 mm Mc 005 + 1 Ø 18 @ 200 7 Ø 16 mm Mc 006 1 Ø 16 @ 200	10 Ø 18 mm Mc 001 + 1 Ø 18 @ 200 7 Ø 16 mm Mc 002 1 Ø 16 @ 200
A3 ; A'3 ; B3 ; C3 ; D3 ; E3 F3 ; G3 ; H3	9	P3	1800	1600	400	200	-6.12	9 Ø 18 mm Mc 003 + 1 Ø 18 @ 200 6 Ø 16 mm Mc 004 1 Ø 16 @ 200	8 Ø 18 mm Mc 007 + 1 Ø 18 @ 200 6 Ø 16 mm Mc 008 1 Ø 16 @ 200





CADENA ESTRUCTURAL

ESCALA 1 : 15



PLANTA DE GRADAS

ESCALA 1:50

CORTE G - 1

ESCALA 1:30

GAD - MUNICIPALIDAD DE AMBATO — CONTROL URBANO — DEPARTAMENTO DE PLANIFICACIÓN

GAD MUNICIPALIDAD DE AMBATO
DEPARTAMENTO DE PLANIFICACIÓN
SECCION CONTROL URBANO
PLANO ESTRUCTURAL APROBADO
AMBATO, 12 SEP 2012
Ing. Mario Carvajal

REVISADO
Ing. Mario Carvajal

PLANILLA DE HIERRO

ACERO CORRUGADO

Mc	TIPO	Ø	Nº	DIMENSIONES a	b	c	d	e	g	LONG. CORTE	LONG. TOTAL	VARILLAS LONG.	VARILLAS Nº	OBSERVACIONES
PLINTOS														
001	I	18	170	1.70						1.70	289.00	12.00	24	
002	I	16	119	1.70						1.70	202.30	12.00	17	
003	I	18	162	1.90						1.90	307.80	12.00	26	
004	I	16	117	1.90						1.90	222.30	12.00	19	
005	I	18	88	1.90						1.90	167.20	12.00	14	
006	I	16	56	1.90						1.90	106.40	12.00	9	
007	I	18	72	1.70						1.70	122.40	12.00	10	
008	I	16	54	1.70						1.70	91.80	12.00	8	
CADENA ESTRUCTURAL														
009	I	12	36	10.80						10.80	388.80	12.00	32	
010	L	12	6	3.90	0.20					4.10	24.60	12.00	2	
011	L	12	12	6.50	0.20					6.70	80.40	12.00	7	
012	L	12	48	8.20	0.20					8.40	403.20	12.00	34	
013	L	12	54	5.15	0.20					5.35	288.90	12.00	24	
014	O	10	1239	2*0.25	2*0.35					1.30	1610.27	12.00	134	
COLUMNAS														
015	L	18	160	11.70	0.30					12.00	1920.00	12.00	160	
016	L	16	80	11.70	0.30					12.00	960.00	12.00	80	
017	I	18	40	4.60						4.60	184.00	12.00	15	
018	I	16	20	4.60						4.60	92.00	12.00	8	
019	L	25	48	11.70	0.30					12.00	576.00	12.00	48	
020	L	20	24	11.70	0.30					12.00	288.00	12.00	24	
021	I	25	48	7.70						7.70	369.60	12.00	31	
022	I	20	24	7.70						7.70	184.80	12.00	15	
023	I	18	120	7.70						7.70	924.00	12.00	77	
024	I	16	60	7.70						7.70	462.00	12.00	39	
025	O	10	4992	2*0.50	2*0.35				2*0.05	1.80	8985.60	12.00	749	
026	O	10	4992	2*0.20	2*0.35				2*0.05	1.20	5990.40	12.00	499	
027	O	10	4992	2*0.50	2*0.15				2*0.05	1.40	6988.80	12.00	582	
GRADAS														
028	I	14	12	0.90						0.90	10.80	12.00	1	PARA 1 NIVEL
029	L	14	8	0.90	0.30					1.20	9.60	13.00	1	PARA 1 NIVEL
030	Z	14	8	2.45	0.80	0.30				3.55	28.40	14.00	2	PARA 1 NIVEL
031	I	14	8	7.05					2*0.05	7.15	57.20	15.00	4	PARA 1 NIVEL
032	Z	14	8	3.00	0.50	0.10				3.60	28.80	16.00	2	PARA 1 NIVEL
033	I	12	8	1.40					2*0.05	1.50	12.00	17.00	1	PARA 1 NIVEL

TIPOS DE DOBLADO



RESUMEN DE HIERRO EN LAMINA

LONG. COME.	DIAMETRO DE VARILLAS COMERCIALES 8	10	12	14	16	18	20	22	25	28
6										
9										
12		1965	102	37	178	326	39		79	
qq		268	24	12	74	172	26		80	

TOTAL = 656 qq

ESPECIFICACIONES TECNICAS

GENERALIDADES: EL DISEÑO DEL HORMIGÓN ARMADO, CUMPLE CON LAS NORMAS TECNICAS DEL CÓDIGO A.C.I. 318 - 99. LOS DETALLES QUE AQUI NO CONSTAN, SE DEBERÁN REGIR POR EL MISMO CÓDIGO

ACERO fy = 4200 Kg/cm²

CARGA VIVA DE SERVICIO = Kg.

RESUMEN DE HORMIGON EN LAMINA

ELEMENTO	m3
Plintos P1	12.96
Plintos P2	14.08
Plintos P3	10.37
Cadenas	14.99
Columnas	118.06
Gradas	9.85
HORMIGON f'c = 210 Kg/cm²	TOTAL = 180.28 m3

TRASLAPES

DIAMETRO mm	DIAMETRO pulg.	LONGITUD cm
10	3/8	40
12	1/2	50
14	5/8	55
16	5/8	65
18	3/4	75
20	3/4	80
22	7/8	90
25	1	100
32	1 ¼	120

RECUBRIMIENTOS

ELEMENTOS	cm.
COLUMNAS	4
VIGAS	4
CIMENTACIONES	7.5
LOSAS - MUROS	3
CONTACTO CON AGUA	7.5

ALIVIANAMIENTOS

10 x 20 x 40	-
15 x 20 x 40	-
20 x 20 x 40	-

OBSERVACIONES

1.- El hormigón debera tener un esfuerzo unitario último a la compresión a los 28 días de edad f'c = 210 Kg/cm²
2.- El acero deberá tener un esfuerzo unitario a la fluencia fy=4200 Kg/cm², además el acero para estribos se usara fy=2800 Kg/cm²
3.- Los niveles mínimos de cimentación serán los indicados
4.- La capacidad portante del suelo se ha asumido en 20 T/m², particular que será obligación del constructor, verificar que se cumpla en el sitio
5.- Cualquier cambio o modificación estructural será consultado con el calculista

PATRICIO MARCELO VASCO LÓPEZ
INGENIERO CIVIL
Licencia Profesional L.P. 18-932 Registro Municipal R.M. 1943
Calle Junín y Calle Floreana, Esquina Ambato - Ecuador Teléfono 099499212 http://www.pmvasco.com

ESTRUCTURA HOTEL SR. JORGE VELOZ

CONTIENE:

PLANTA DE CIMENTACION, CUADRO DE PLINTOS
CADENA C CADENA ESTRUCTURAL C.E

ESCALAS INDICADAS

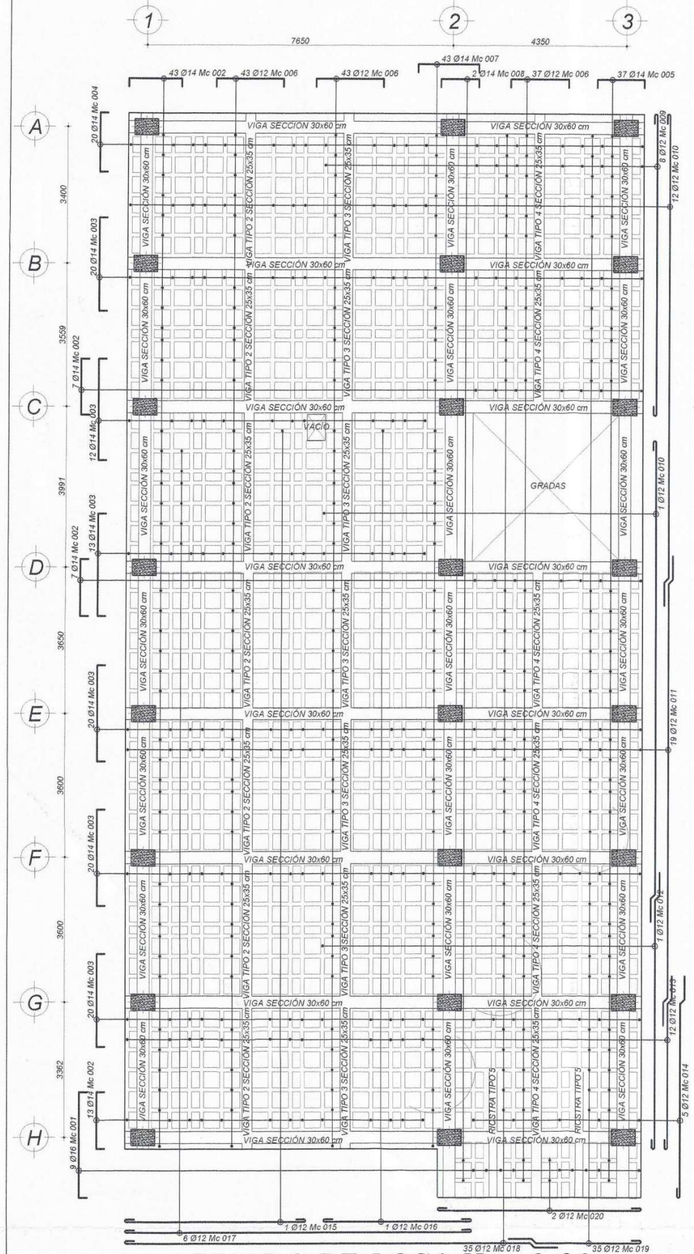
LAMINA ESTRUCTURAL

1/11

MARZO 2012 FECHA

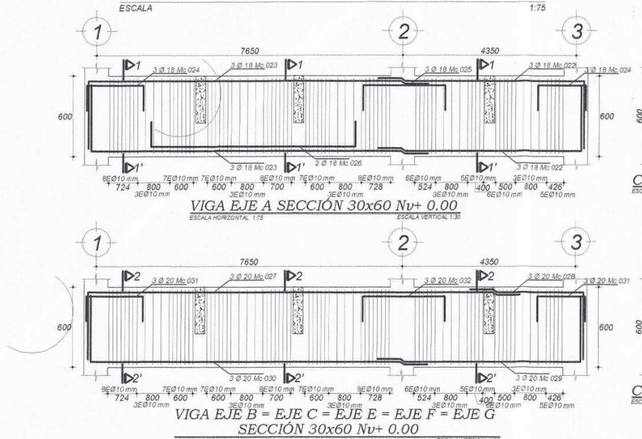
PATRICIO M. VASCO L. CALCULO

ING. LUIS CRIOLLO DIBUJO



ARMADO DE LOSA Nv +0.00

ESCALA 1:75



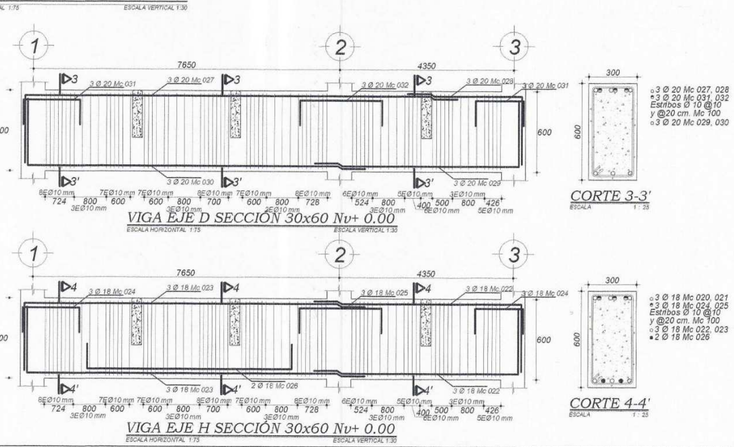
VIGA EJE A SECCIÓN 30x60 Nv+ 0.00

ESCALA HORIZONTAL 1:75 ESCALA VERTICAL 1:30



CORTE 1-1'

ESCALA 1:25



VIGA EJE D SECCIÓN 30x60 Nv+ 0.00

ESCALA HORIZONTAL 1:75 ESCALA VERTICAL 1:30

CORTE 3-3'

ESCALA 1:25

VIGA EJE B = EJE C = EJE E = EJE F = EJE G
SECCIÓN 30x60 Nv+ 0.00

ESCALA HORIZONTAL 1:75 ESCALA VERTICAL 1:30

CORTE 2-2'

ESCALA 1:25

VIGA EJE H SECCIÓN 30x60 Nv+ 0.00

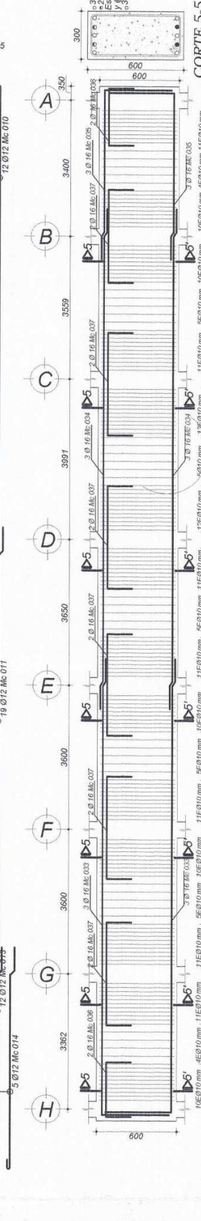
ESCALA HORIZONTAL 1:75 ESCALA VERTICAL 1:30

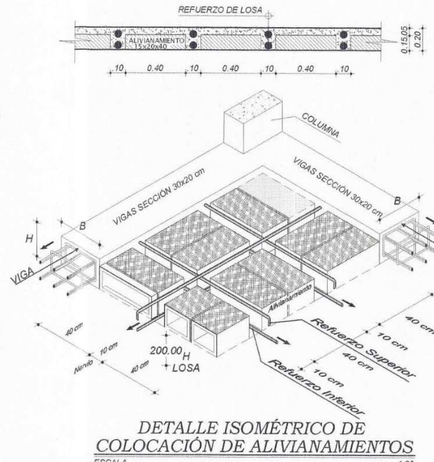
CORTE 4-4'

ESCALA 1:25

VIGAS Nv +0.00

ESCALA HORIZONTAL 1:75 ESCALA VERTICAL 1:30





DETALLE ISOMÉTRICO DE
COLOCACIÓN DE ALIVIANAMIENTOS

ESCALA 1:20

GAD MUNICIPALIDAD DE AMBATO
DEPARTAMENTO DE PLANIFICACION
SECCION CONTROL URBANO
PLANO ESTRUCTURAL APROBADO N° 800
AMBATO 12 7 SEP 2012
Ing. Mario Carvajal

REVISADO
Ing. Mario Carvajal

PLANILLA DE HIERRO

ACERO CORRUGADO

Mc	TIPO	Ø	N°	DIMENSIONES a	b	c	d	e	g	LONG. CORTE	LONG. TOTAL	VARILLAS LONG.	VARILLAS N°	OBSERVACIONES
				LOSA NIVEL + 0.00										
001	C	16	9	2.60	0.15	0.15				2.90	26.10	12.00	2	
002	C	14	70	1.40	0.15	0.15				1.70	119.00	12.00	10	
003	C	14	105	2.30	0.15	0.15				2.60	273.00	12.00	23	
004	C	14	20	1.50	0.15	0.15				1.80	36.00	12.00	3	
005	C	14	37	1.15	0.15	0.15				1.45	53.65	12.00	4	
006	C	12	123	1.35	0.15	0.15				1.75	215.25	12.00	18	
007	C	14	43	1.50	0.15	0.15				1.80	77.40	12.00	6	
008	C	14	2	0.95	0.15	0.15				1.25	2.50	12.00	0	
009	I	12	8	7.45						2*0.05	7.55	60.40	12.00	5
010	I	12	13	11.90						2*0.05	12.00	156.00	12.00	13
011	I	12	19	10.35						2*0.05	10.45	198.55	12.00	17
012	I	12	1	6.20						2*0.05	6.30	6.30	12.00	1
013	I	12	12	3.60						2*0.05	3.70	44.40	12.00	4
014	I	12	5	4.80						2*0.05	4.90	24.50	12.00	2
015	I	12	1	4.45						2*0.05	4.55	4.55	12.00	0
016	I	12	1	3.60						2*0.05	3.70	3.70	12.00	0
017	I	12	6	8.55						2*0.05	8.65	51.90	12.00	4
018	I	12	33	10.00						2*0.05	10.10	353.50	12.00	29
019	I	12	11	2.90						2*0.05	3.00	105.00	12.00	9
020	I	12	2	5.05						2*0.05	5.15	10.30	12.00	1
				VIGAS NIVEL + 0.00										
022	L	18	12	4.40	0.55					4.95	59.40	12.00	5	
023	L	18	12	7.75	0.55					8.30	99.60	12.00	8	
024	C	18	12	1.40	0.55	0.55				2.50	30.00	12.00	3	
025	C	18	6	2.05	0.55	0.55				3.15	18.90	12.00	2	
026	C	18	4	5.10	0.55	0.55				6.20	24.80	12.00	2	
027	L	20	18	10.10	0.55					10.65	191.70	12.00	16	
028	L	20	18	2.15	0.55					2.70	48.60	12.00	4	
029	L	20	18	4.40	0.55					4.95	89.10	12.00	7	
030	L	20	18	7.75	0.55					8.30	149.40	12.00	12	
031	C	20	36	1.40	0.55	0.55				2.50	90.00	12.00	8	
032	C	20	18	2.05	0.55	0.55				3.15	56.70	12.00	5	
033	L	16	6	10.70	0.55					11.25	67.50	12.00	6	
034	I	16	18	12.00						12.00	216.00	12.00	18	
035	L	16	18	3.55	0.55					4.10	73.80	12.00	6	
036	C	16	6	1.35	0.55	0.55				2.45	14.70	12.00	1	
037	C	16	26	2.55	0.55	0.55				3.65	94.90	12.00	8	
036'	C	18	2	1.35	0.55	0.55				2.45	4.90	12.00	0	
037'	C	18	14	2.55	0.55	0.55				3.65	51.10	12.00	4	
038	L	16	12	11.45	0.55					12.00	144.00	12.00	12	
039	L	14	12	10.80	0.30					11.10	133.20	12.00	11	
040	I	14	12	12.00						12.00	144.00	12.00	12	
041	L	14	12	3.80	0.30					3.70	44.40	12.00	4	
042	L	14	6	8.35	0.30					8.65	51.90	12.00	4	
043	L	14	6	7.25	0.30					7.55	45.30	12.00	4	
044	C	14	6	7.35	0.30	0.30				7.95	47.70	12.00	4	
045	C	14	8	2.95	0.30	0.30				3.55	28.40	12.00	2	
100	O	10	1168	2*0.55	2*0.25					2*0.05	1.70	1985.60	13.00	153
101	O	10	555	2*0.30	2*0.20					2*0.05	1.10	610.50	14.00	44
102	O	10	60	2*0.15	2*0.15					2*0.05	0.70	42.00	15.00	3

TIPOS DE DOBLADO



RESUMEN DE HIERRO EN LAMINA

LONG. COME.	DIAMETRO DE VARILLAS COMERCIALES 8	10	12	14	16	18	20	22	25	28
6										
9										
12		199	103	69	53	19	52			
qq		27	24	28	22	10	34			

TOTAL = 145 qq ACERO fy = 4200 Kg/cm²

RESUMEN DE HORMIGON EN LAMINA

ELEMENTO	m3
Losa	9.95
Vigas	13.40
HORMIGON f'c = 210 Kg/cm²	TOTAL = 23.35 m3

ESPECIFICACIONES TECNICAS

GENERALIDADES: EL DISEÑO DEL HORMIGÓN ARMADO, CUMPLE CON LAS NORMAS TECNICAS DEL CODIGO A.C.I. 318 - 99. LOS DETALLES QUE AQUI NO CONSTAN, SE DEBERÁN REGIR POR EL MISMO CODIGO

CARGA VIVA DE SERVICIO = Kg

TRASLAPES

DIAMETRO mm	pulg.	LONGITUD cm
10	3/8	40
12	1/2	50
14	5/8	55
16	5/8	65
18	3/4	75
20	3/4	80
22	7/8	90
25	1	100
32	1 1/4	120

RECUBRIMIENTOS

ELEMENTOS	cm.
COLUMNAS	4
VIGAS	4
CIMENTACIONES	7.5
LOSAS - MUROS	3
CONTACTO CON AGUA	7.5

ALIVIANAMIENTOS

10 x 20 x 40	-
15 x 20 x 40	2308
20 x 20 x 40	-

OBSERVACIONES

1.- El hormigón debera tener un esfuerzo unitario último a la compresión a los 28 días de edad f'c = 210 Kg/cm²
2.- El acero deberá tener un esfuerzo unitario a la fluencia fy=4200 Kg/cm², además el acero para estribos se usara fy=2800 Kg/cm²
3.- Los niveles mínimos de cimentación serán los indicados
4.- La capacidad portante del suelo se ha asumido en 20 T/m², particular que será obligación del constructor, verificar que se cumpla en el sitio.
5.- Cualquier cambio o modificación estructural será consultado con el calculista

PATRICIO MARCELO VASCO LÓPEZ
INGENIERO CIVIL
Licencia Profesional L.P. 18-932 Registro Municipal R.M. 1943
Calle Junín y Calle Floreana, Esquina Ambato - Ecuador Teléfono 089499212 http://www.vascolopez.com

ESTRUCTURA HOTEL SR. JORGE VELOZ

CONTIENE:

LOSA NIVEL +0.00
VIGAS NIVEL +0.00

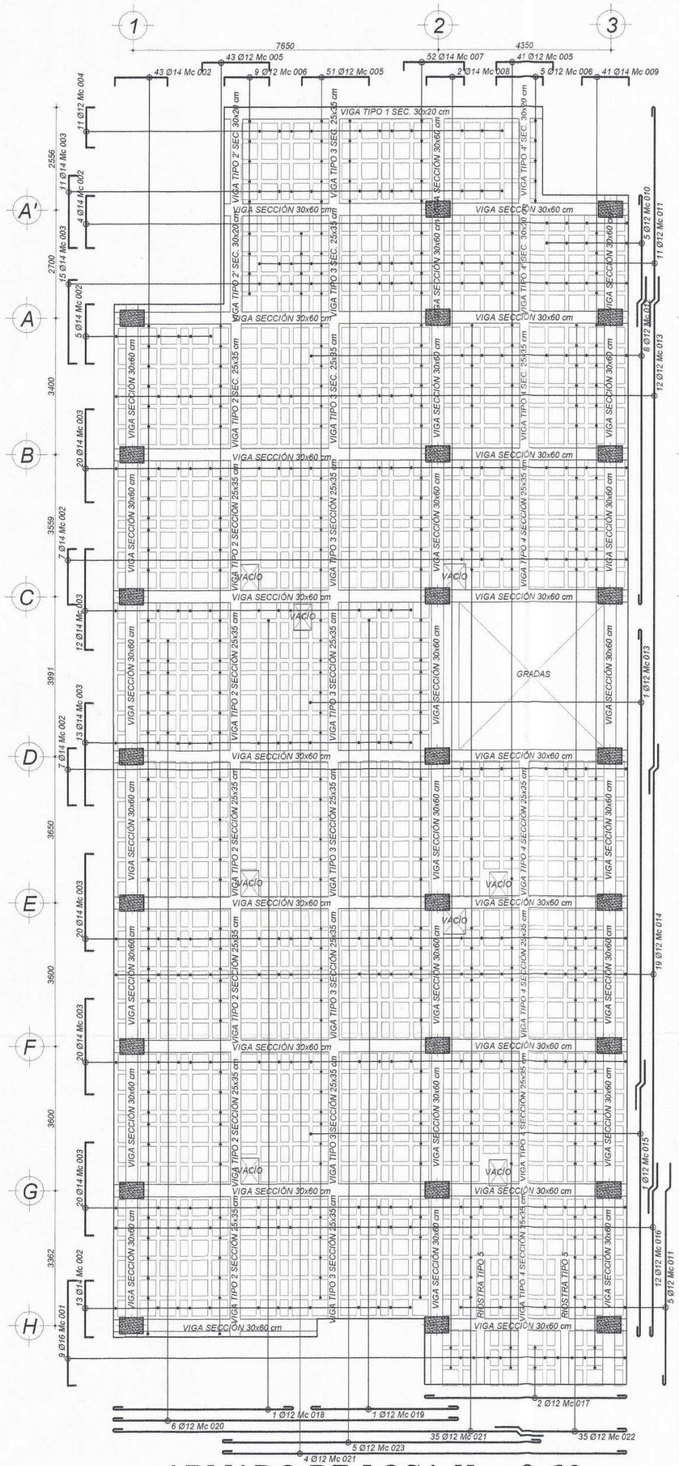
ESCALAS INDICADAS

LAMINA ESTRUCTURAL 2/11

PATRICIO M. VASCO L. CALCULO

MARZO 2012 FECHA

ING. LUIS CRIOLLO DIBUJO

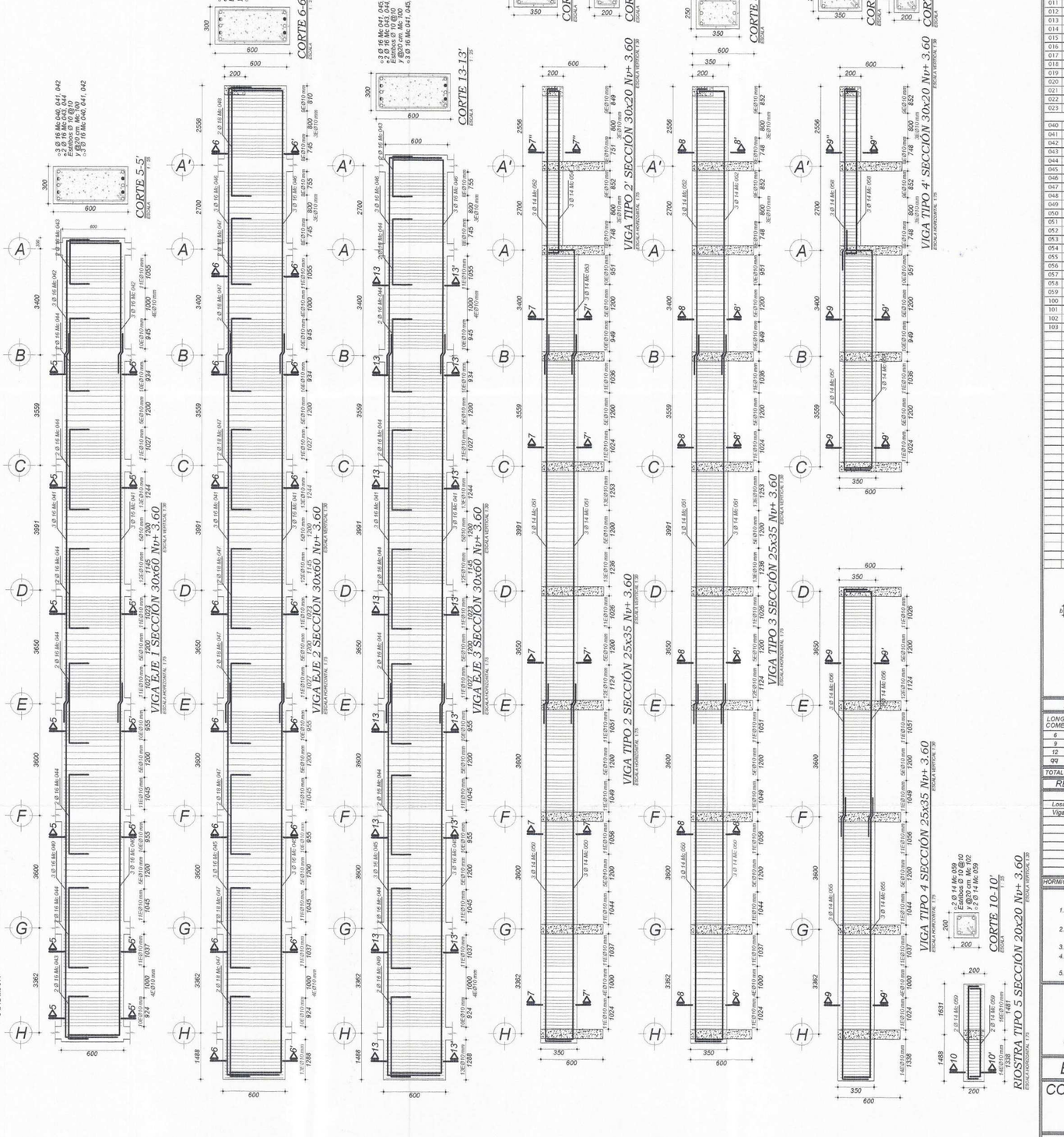


ARMADO DE LOSA Nv +3.60

ESCALA 1:75

VIGAS Nv +3.60

ESCALA HORIZONTAL 1:75 — ESCALA VERTICAL 1:30



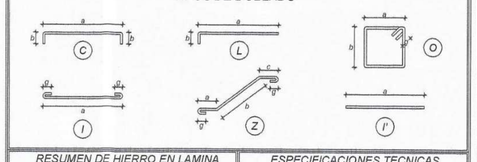
GAD MUNICIPALIDAD DE AMBATO
DEPARTAMENTO DE PLANIFICACION
SECCION CONTROL URBANO
PLANO ESTRUCTURAL APROBADO Nº 800
AMBATO 12 SEP 2012
Ing. Mario Carvajal
REVISADO
Ing. Mario Carvajal

PLANILLA DE HIERRO

ACERO CORRUGADO

Mc	TIPO	Ø	Nº	DIMENSIONES a	b	c	d	e	g	LONG. CORTE	LONG. TOTAL	VARILLAS LONG.	Nº	OBSERVACIONES
				LOSA NIVEL + 3.60										
001	C	16	9	2.60	0.15	0.15				2.90	26.10	12.00	2	
002	C	14	79	1.40	0.15	0.15				1.70	134.30	12.00	11	
003	C	14	116	2.30	0.15	0.15				2.60	301.60	12.00	25	
004	C	14	11	1.50	0.15	0.15				1.80	19.80	12.00	2	
005	C	12	135	1.45	0.15	0.15				1.75	236.25	12.00	20	
006	C	12	14	1.15	0.15	0.15				1.45	20.30	12.00	2	
007	C	14	52	1.50	0.15	0.15				1.80	93.60	12.00	8	
008	C	14	2	0.95	0.15	0.15				1.25	2.50	12.00	0	
009	C	14	41	1.15	0.15	0.15				1.45	59.45	12.00	5	
010	I	12	5	2.55						2*0.05 2.65	13.25	12.00	1	
011	I	12	16	4.75						2*0.05 4.85	77.60	12.00	6	
012	I	12	8	7.45						2*0.05 7.55	60.40	12.00	5	
013	I	12	13	11.90						2*0.05 12.00	156.00	12.00	13	
014	I	12	19	10.35						2*0.05 10.45	198.55	12.00	17	
015	I	12	1	6.15						2*0.05 6.25	6.25	12.00	1	
016	I	12	12	3.60						2*0.05 3.70	44.40	12.00	4	
017	I	12	2	5.00						2*0.05 5.10	10.20	12.00	1	
018	I	12	1	4.45						2*0.05 4.55	4.55	12.00	0	
019	I	12	1	3.60						2*0.05 3.70	3.70	12.00	0	
020	I	12	6	8.53						2*0.05 8.65	51.90	12.00	4	
021	I	12	39	10.00						2*0.06 10.10	393.90	13.00	30	
022	I	12	35	2.60						2*0.07 2.70	94.50	14.00	7	
023	I	12	5	7.95						2*0.08 8.05	40.25	15.00	3	
				VIGAS NIVEL + 3.60										
040	L	16	6	10.70	0.55					11.25	67.50	12.00	6	
041	I	16	6	12.00						12.00	72.00	12.00	6	
042	L	16	12	3.55	0.55					4.10	49.20	12.00	4	
043	L	16	6	1.40	0.55					1.95	11.70	12.00	1	
044	C	16	26	2.35	0.55	0.55				3.45	89.70	12.00	7	
045	L	16	12	11.45	0.55					12.00	144.00	12.00	12	
046	L	16	12	8.45	0.55					9.00	108.00	13.00	8	
047	C	16	16	2.35	0.55	0.55				3.45	55.20	14.00	4	
048	C	16	2	3.50	0.55	0.55				4.60	9.20	15.00	1	
049	C	16	1	2.35	0.55	0.55				3.45	6.90	16.00	0	
050	L	14	12	10.75	0.30					11.05	132.60	17.00	8	
051	I	14	12	12.00						12.00	144.00	18.00	8	
052	L	14	9	8.45	0.30					8.75	78.75	19.00	4	
053	C	14	3	3.30	0.30	0.30				3.90	11.70	20.00	1	
054	C	14	3	5.20	0.30	0.30				5.80	17.40	21.00	1	
055	L	14	6	8.35	0.30					8.65	51.90	22.00	2	
056	L	14	6	7.25	0.30					7.55	45.30	23.00	2	
057	C	14	6	7.00	0.30	0.30				7.60	45.60	24.00	2	
058	L	14	6	5.20	0.30					5.50	33.00	25.00	1	
059	C	14	8	2.95	0.30	0.30				3.55	28.40	26.00	1	
100	O	10	1269	2*0.55	2*0.25					2*0.05 1.70	2157.30	13.00	166	
101	O	10	592	2*0.30	2*0.20					2*0.05 1.10	651.20	14.00	47	
102	O	10	60	2*0.15	2*0.15					2*0.05 0.70	42.00	15.00	3	
103	O	10	92	2*0.25	2*0.15					2*0.05 0.90	82.80	16.00	5	

TIPOS DE DOBLADO



RESUMEN DE HIERRO EN LAMINA

LONG. COMER.	DIAMETRO DE VARILLAS COMERCIALES 8	10	12	14	16	18	20	22	25	28
6										
9										
12		220	113	81	47	5				
qq		30	27	26	20	2				

TOTAL = 105 qq — ACERO fy = 4200 Kg/cm² — CARGA VIVA DE SERVICIO = Kg.

RESUMEN DE HORMIGON EN LAMINA

ELEMENTO	m3
Losa	11.14
Vigas	20.81
HORMIGON fc = 210 Kg/cm²	TOTAL = 31.95 m3

TRASLAPES

DIAMETRO mm	DIAMETRO pulg	LONGITUD cm
10	3/8	40
12	1/2	50
14	5/8	65
16	5/8	65
18	3/4	75
20	3/4	80
22	7/8	90
25	1	100
32	1 1/4	120

RECUBRIMIENTOS

ELEMENTOS	cm.
COLUMNAS	4
VIGAS	4
CIMENTACIONES	7.5
LOSAS - MUROS	3
CONTACTO CON AGUA	7.5

ALIVIANAMIENTOS

10 x 20 x 40	-
15 x 20 x 40	2604
20 x 20 x 40	-

ESPECIFICACIONES TECNICAS

GENERALIDADES: EL DISEÑO DEL HORMIGÓN ARMADO, CUMPLE CON LAS NORMAS TECNICAS DEL CÓDIGO A.C.I. 318 - 99. LOS DETALLES QUE AQUI NO CONSTAN, SE DEBERÁN REGIR POR EL MISMO CÓDIGO

OBSERVACIONES

1.- El hormigón debera tener un esfuerzo unitario último a la compresión a los 28 días de edad f'c = 210 Kg/cm²
2.- El acero deberá tener un esfuerzo unitario a la fluencia fy=4200 Kg/cm², además el acero para estribos se usara fy=2800 Kg/cm²
3.- Los niveles mínimos de cimentación serán los indicados
4.- La capacidad portante del suelo se ha asumido en 20 T/m², particular que será obligación del constructor, verificar que se cumpla en el sitio
5.- Cualquier cambio o modificación estructural será consultado con el calculista

PATRICIO MARCELO VASCO LÓPEZ
INGENIERO CIVIL
Licencia Profesional L.P. 18-932 — Registro Municipal R.M. 1943
Calle Junín y Calle Floreana, Esquina Ambato - Ecuador Teléfono 099469212 http://www.pvasco.com

ESTRUCTURA HOTEL SR. JORGE VELOZ

CONTIENE:
LOSA NIVEL +3.60
VIGAS NIVEL +3.60

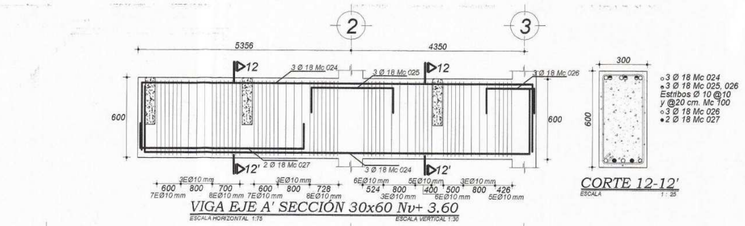
ESCALAS INDICADAS

LAMINA ESTRUCTURAL 3/11

MARZO 2012 FECHA

PATRICIO M. VASCO L. CALCULO

ING. LUIS CRIOLLO DIBUJO

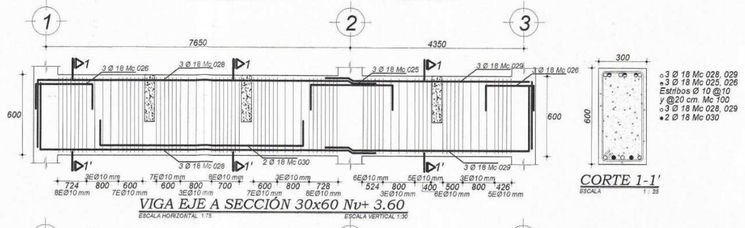


VIGA EJE A' SECCIÓN 30x60 Nv+ 3.60

ESCALA HORIZONTAL 1:75 ESCALA VERTICAL 1:30

CORTE 12-12'

ESCALA 1: 25

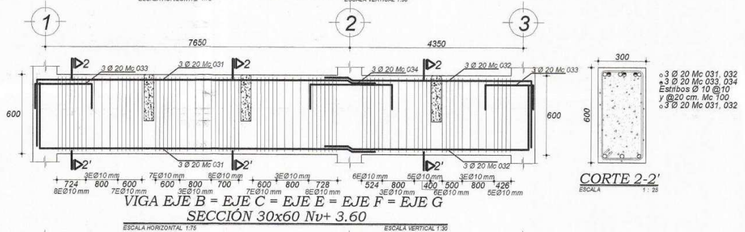


VIGA EJE A SECCIÓN 30x60 Nv+ 3.60

ESCALA HORIZONTAL 1:75 ESCALA VERTICAL 1:30

CORTE 1-1'

ESCALA 1: 25

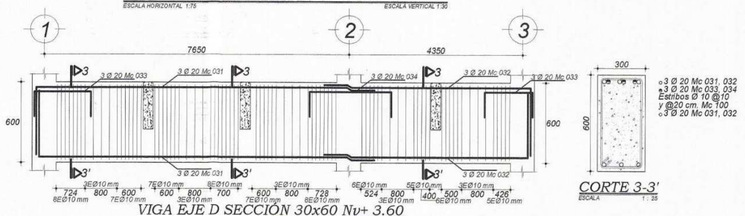


VIGA EJE B = EJE C = EJE E = EJE F = EJE G
SECCIÓN 30x60 Nv+ 3.60

ESCALA HORIZONTAL 1:75 ESCALA VERTICAL 1:30

CORTE 2-2'

ESCALA 1: 25

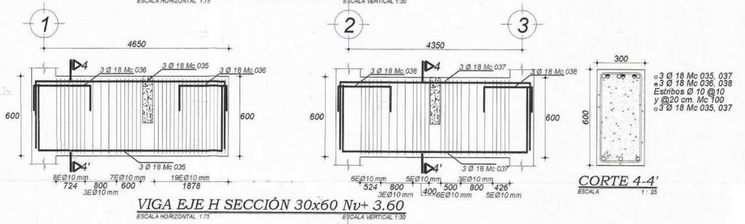


VIGA EJE D SECCIÓN 30x60 Nv+ 3.60

ESCALA HORIZONTAL 1:75 ESCALA VERTICAL 1:30

CORTE 3-3'

ESCALA 1: 25

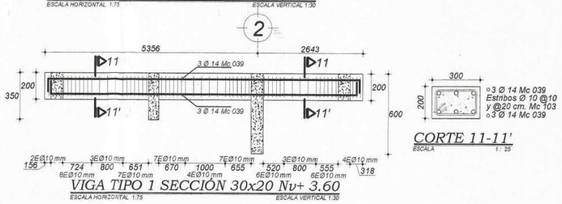


VIGA EJE H SECCIÓN 30x60 Nv+ 3.60

ESCALA HORIZONTAL 1:75 ESCALA VERTICAL 1:30

CORTE 4-4'

ESCALA 1: 25



VIGA TIPO 1 SECCIÓN 30x20 Nv+ 3.60

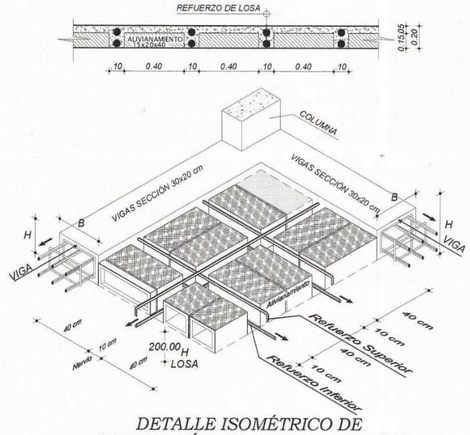
ESCALA HORIZONTAL 1:75 ESCALA VERTICAL 1:30

CORTE 11-11'

ESCALA 1: 25

VIGAS Nv +3.60

ESCALA HORIZONTAL 1:75 ESCALA VERTICAL 1:30



DETALLE ISOMÉTRICO DE
COLOCACIÓN DE ALIVIANAMIENTOS

ESCALA 1:20

GAD MUNICIPALIDAD DE AMBATO
DEPARTAMENTO DE PLANIFICACIÓN
SECCIÓN CONTROL URBANO
PLANO APROBADO
AMBATO 12 SEP 2012
Ing. Mario Carvajal

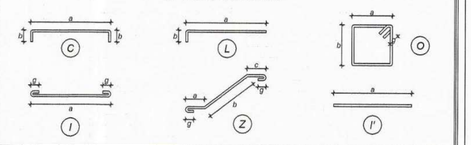
REVISADO
Ing. Mario Carvajal

PLANILLA DE HIERRO

ACERO CORRUGADO

Mc	TIPO	Ø	Nº	DIMENSIONES a	b	c	d	e	g	LONG. CORTE	LONG. TOTAL	VARILLAS LONG.	VARILLAS Nº	OBSERVACIONES
VIGAS NIVEL + 3.60														
024	C	18	6	9.80	0.55	0.55				10.90	65.40	12.00	5	
025	C	18	6	2.05	0.55	0.55				3.15	18.90	12.00	2	
026	C	18	9	1.95	0.55	0.55				3.05	27.45	12.00	2	
027	L	18	2	4.12	0.55					4.67	9.34	12.00	1	
028	L	18	6	7.75	0.55					8.30	49.80	12.00	4	
029	L	18	6	1.40	0.55					1.95	11.70	12.00	1	
030	L	18	2	2.05	0.55					2.60	5.20	12.00	0	
031	C	20	12	5.10	0.55	0.55				6.20	74.40	12.00	6	
032	C	20	12	10.10	0.55	0.55				11.20	134.40	12.00	11	
033	L	20	12	2.15	0.55					2.70	32.40	12.00	3	
034	L	20	6	4.40						4.40	26.40	12.00	2	
035	L	18	6	4.75	0.55					5.30	31.80	12.00	3	
036	C	18	6	1.20	0.55	0.55				2.30	13.80	12.00	1	
037	C	18	6	4.75	0.55	0.55				5.85	35.10	12.00	3	
038	L	18	6	1.20	0.55					1.75	10.50	12.00	1	
039	L	14	6	7.80	0.30					8.10	48.60	12.00	4	

TIPOS DE DOBLADO



RESUMEN DE HIERRO EN LAMINA

LONG. COMERC.	DIAMETRO DE VARILLAS COMERCIALES 8	10	12	14	16	18	20	22	25	28
6										
9										
12				4		23	22			
QQ				1		12	15			

TOTAL = 28 qq | ACERO fy = 4200 Kg/cm² | CARGA VIVA DE SERVICIO = Kg

ESPECIFICACIONES TECNICAS

GENERALIDADES: EL DISEÑO DEL HORMIGÓN ARMADO, CUMPLE CON LAS NORMAS TECNICAS DEL CODIGO A.C.I. 318 - 99. LOS DETALLES QUE AQUI NO CONSTAN, SE DEBERÁN REGIR POR EL MISMO CÓDIGO

RESUMEN DE HORMIGON EN LAMINA

ELEMENTO	m3

HORMIGON f'c = 210 Kg/cm² | TOTAL = ---- m3

TRASLAPES

DIAMETRO mm	DIAMETRO pulg.	LONGITUD cm
10	3/8	40
12	1/2	50
14	5/8	55
16	5/8	65
18	3/4	70
20	3/4	80
22	7/8	90
25	1	100
32	1 1/4	120

RECUBRIMIENTOS

ELEMENTOS	cm.
COLUMNAS	4
VIGAS	4
CIMENTACIONES	7.5
LOSAS - MUROS	3
CONTACTO CON AGUA	7.5

ALIVIANAMIENTOS

10 x 20 x 40	-
15 x 20 x 40	-
20 x 20 x 40	-

OBSERVACIONES

1.- El hormigón debera tener un esfuerzo unitario último a la compresión a los 28 días de edad f'c = 210 Kg/cm²
2.- El acero deberá tener un esfuerzo unitario a la fluencia fy=4200 Kg/cm², además el acero para estribos se usara fy=2800 Kg/cm²
3.- Los niveles mínimos de cimentación serán los indicados
4.- La capacidad portante del suelo se ha asumido en 20 T/m², particular que será obligación del constructor, verificar que se cumpla en el sitio
5.- Cualquier cambio o modificación estructural será consultado con el calculista

PATRICIO MARCELO VASCO LÓPEZ
INGENIERO CIVIL
Licencia Profesional L.P. 18-932 Registro Municipal R.M. 1943
Calle Junín y Calle Floreana, Esquina Ambato - Ecuador Teléfono 099499212

ESTRUCTURA HOTEL SR. JORGE VELOZ

CONTIENE:

VIGAS NIVEL +3.60

ESCALAS INDICADAS

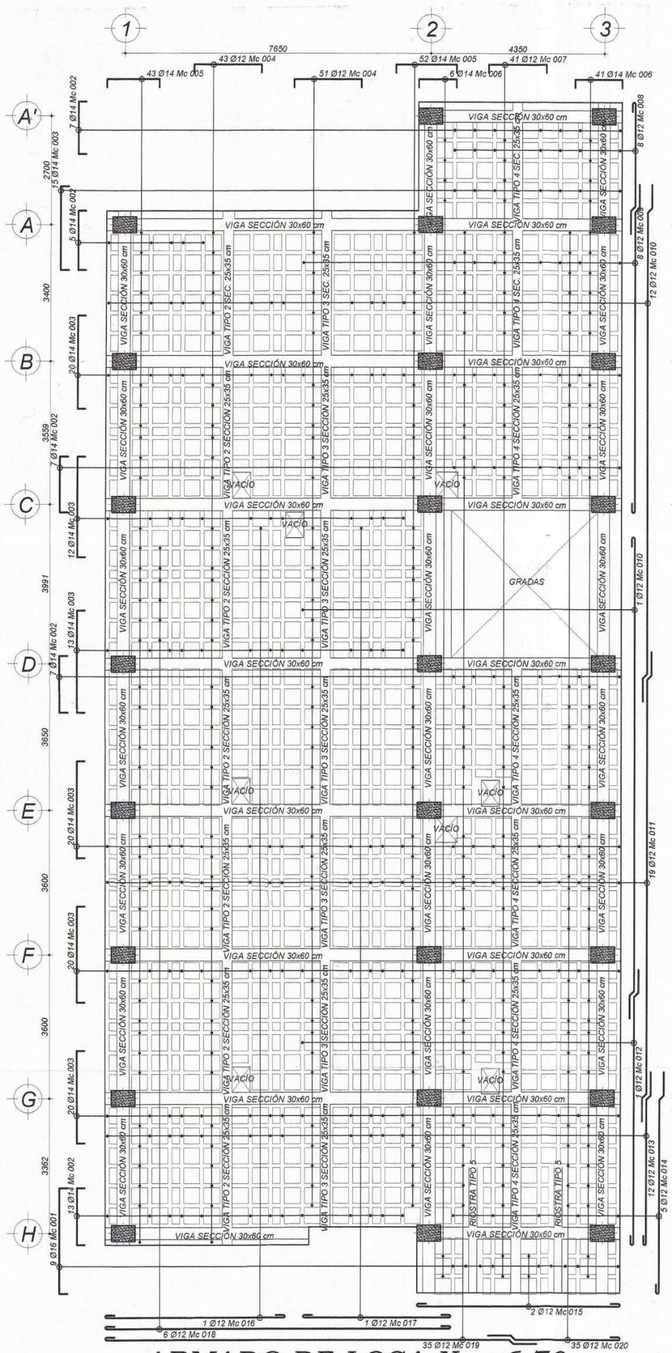
LAMINA ESTRUCTURAL

4/11

MARZO 2012 FECHA

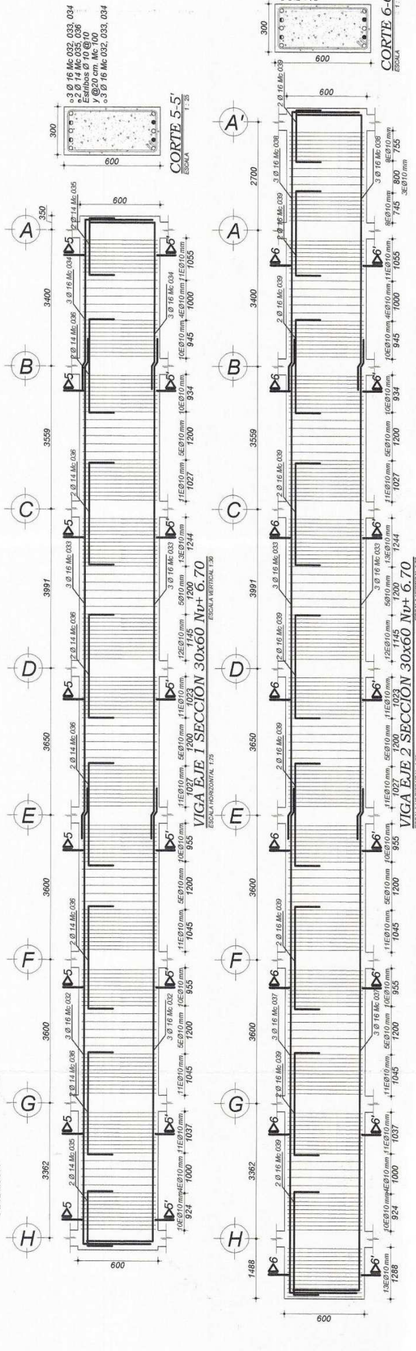
PATRICIO M. VASCO L. CALCULO

ING. LUIS CRIOLLO DIBUJO



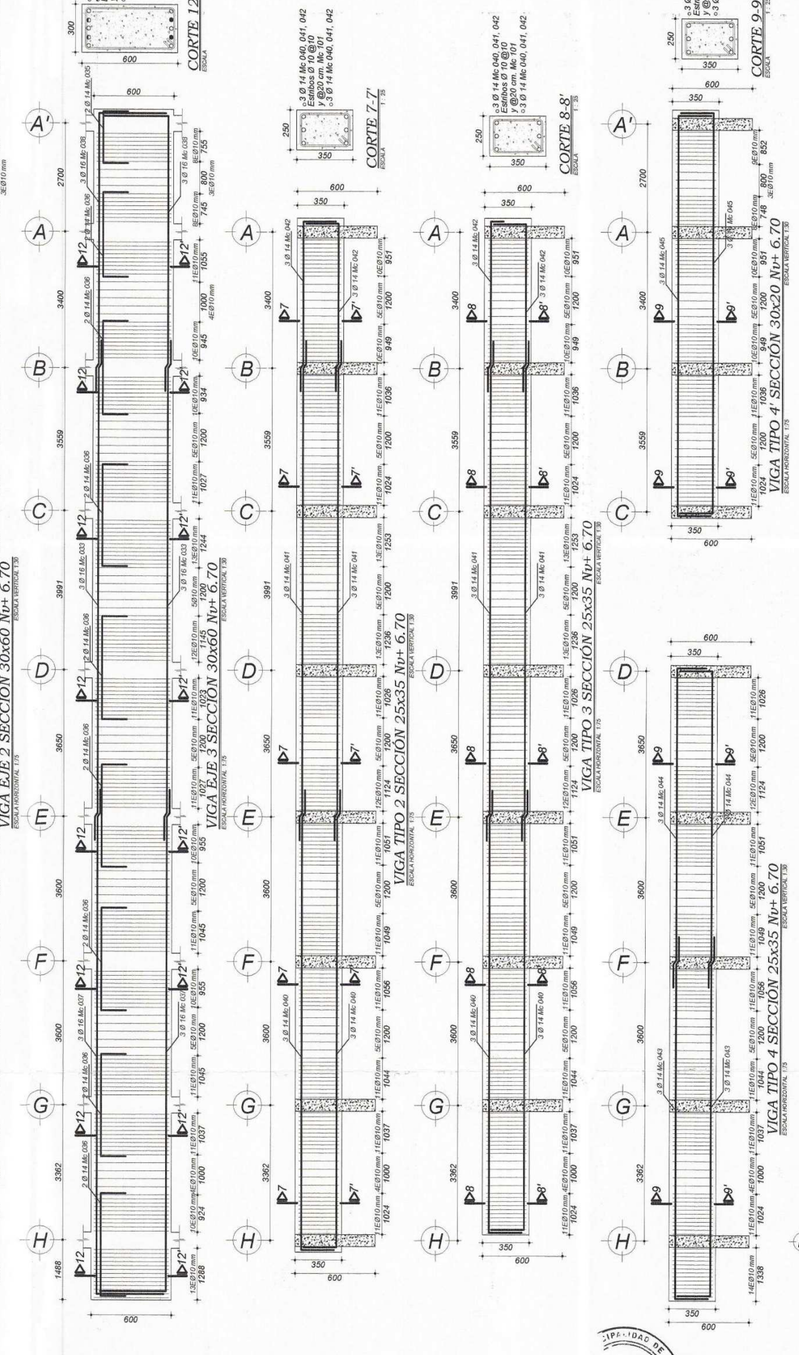
ARMADO DE LOSA Nv +6.70

ESCALA 1:75



VIGAS Nv +6.70

ESCALA HORIZONTAL 1:75 ESCALA VERTICAL 1:25



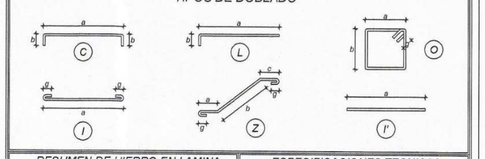


PLANILLA DE HIERRO

ACERO CORRUGADO

Mc	TIPO	Ø	Nº	DIMENSIONES a	b	c	d	e	g	LONG. CORTE	LONG. TOTAL	VARILLAS LONG.	VARILLAS Nº	OBSERVACIONES
LOSA NIVEL + 6.70														
001	C	16	9	2.60	0.15	0.15				2.90	26.10	12.00	2	
002	C	14	39	1.40	0.15	0.15				1.70	66.30	12.00	6	
003	C	14	120	2.30	0.15	0.15				2.60	312.00	12.00	26	
004	C	12	94	1.60	0.15	0.15				1.90	178.60	12.00	15	
005	C	14	93	1.30	0.15	0.15				1.60	152.80	12.00	13	
006	C	14	47	1.15	0.15	0.15				1.45	68.15	12.00	6	
007	C	12	41	1.50	0.15	0.15				1.80	73.80	12.00	6	
008	I	12	8	2.55						2*0.05	2.65	21.20	12.00	2
009	I	12	8	7.45						2*0.05	7.55	60.40	12.00	5
010	I	12	13	11.90						2*0.05	12.00	156.00	12.00	13
011	I	12	19	10.35						2*0.05	10.45	198.55	12.00	17
012	I	12	1	6.15						2*0.05	6.25	6.25	12.00	1
013	I	12	12	3.60						2*0.05	3.70	44.40	12.00	4
014	I	12	5	4.80						2*0.05	4.90	24.50	12.00	2
015	I	12	2	5.05						2*0.05	5.15	10.30	12.00	1
016	I	12	1	4.45						2*0.05	4.55	4.55	12.00	0
017	I	12	1	3.60						2*0.05	3.70	3.70	12.00	0
018	I	12	6	8.60						2*0.05	8.70	52.20	12.00	4
019	I	12	35	10.00						2*0.05	10.10	353.50	12.00	29
020	I	12	35	2.60						2*0.05	2.70	94.50	12.00	8
VIGAS NIVEL + 6.70														
032	L	16	6	10.70	0.55					11.25	67.50	12.00	6	
033	I	16	18	12.00						12.00	216.00	12.00	18	
034	L	16	6	3.55	0.55					4.10	24.60	12.00	2	
035	L	14	6	1.40	0.55					1.95	11.70	12.00	1	
036	C	14	28	2.35	0.55	0.55				3.45	96.60	12.00	8	
037	L	16	12	11.45	0.55					12.00	144.00	12.00	12	
038	L	16	6	6.25	0.55					6.80	40.80	13.00	3	
039	C	16	18	2.35	0.55	0.55				3.45	62.10	14.00	4	
040	L	14	12	10.75	0.30					11.05	132.60	17.00	8	
041	L	14	12	12.00						12.00	144.00	18.00	8	
042	L	14	12	3.55	0.30					3.85	46.20	19.00	2	
043	L	14	6	8.35	0.30					8.65	51.90	20.00	3	
044	L	14	6	7.25	0.30					7.55	45.30	21.00	2	
045	C	14	6	10.00	0.30	0.30				10.60	63.60	22.00	3	
046	C	14	8	2.95	0.30	0.30				3.55	28.40	23.00	1	
100	O	10	1269	2*0.55	2*0.25					2*0.05	1.70	2157.30	13.00	166
101	O	10	592	2*0.30	2*0.20					2*0.05	1.10	651.20	14.00	47
102	O	10	60	2*0.15	2*0.15					2*0.05	0.70	42.00	15.00	3

TIPOS DE DOBLADO



RESUMEN DE HIERRO EN LAMINA

LONG. COMERCIALES	DIAMETRO DE VARILLAS 8	10	12	14	16	18	20	22	25	28
6										
9										
12		215	107	88	47					
qq		29	25	27	20					

TOTAL = 101 qq | ACERO fy = 4200 Kg/cm² | CARGA VIVA DE SERVICIO = Kg

RESUMEN DE HORMIGON EN LAMINA

ELEMENTO	m3
Losa	10.09
Vigas	19.20

HORMIGON f'c = 210 Kg/cm² | TOTAL = 29.29 m3

TRASLAPES

DIAMETRO mm	DIAMETRO pulg	LONGITUD cm
10	3/8	40
12	1/2	50
14	5/8	55
16	5/8	65
18	3/4	75
20	3/4	80
22	7/8	90
25	1	100
32	1 1/4	120

RECUBRIMIENTOS

ELEMENTOS	cm.
COLUMNAS	4
VIGAS	4
CIMENTACIONES	7.5
LOSAS - MUROS	3
CONTACTO CON AGUA	7.5

ALIVIANAMIENTOS

10 x 20 x 40	-		
15 x 20 x 40	2384		
20 x 20 x 40	-		

ESPECIFICACIONES TECNICAS

GENERALIDADES: EL DISEÑO DEL HORMIGÓN ARMADO, CUMPLE CON LAS NORMAS TECNICAS DEL CÓDIGO A.C.I. 318 - 99. LOS DETALLES QUE AQUI NO CONSTAN, SE DEBERÁN REGIR POR EL MISMO CÓDIGO

OBSERVACIONES

1.- El hormigón debera tener un esfuerzo unitario último a la compresión a los 28 días de edad f'c = 210 Kg/cm²
2.- El acero deberá tener un esfuerzo unitario a la fluencia fy=4200 Kg/cm², además el acero para estribos se usara fy=2800 Kg/cm²
3.- Los niveles mínimos de cimentación serán los indicados
4.- La capacidad portante del suelo se ha asumido en 20 T/m², particular que será obligación del constructor, verificar que se cumpla en el sitio
5.- Cualquier cambio o modificación estructural será consultado con el calculista

PATRICIO MARCELO VASCO LÓPEZ
INGENIERO CIVIL
Licencia Profesional L.P. 18-932 Registro Municipal R.M. 1943
Calle Junín y Calle Floreana, Esquina Ambato - Ecuador Teléfono 099499212 / http://www.pmvasco.com

GAD MUNICIPALIDAD DE AMBATO
DEPARTAMENTO DE PLANIFICACION
SECCION CONTROL URBANO
PLANO ESTRUCTURAL APROBADO N° 800
FOLIO 1 DE 1 FOLIOS
Ing. Mayra Carvajal

REVISADO
Ing. Mario Carvajal

ESTRUCTURA HOTEL SR. JORGE VELOZ

CONTIENE:

LOSA NIVEL +6.70
VIGAS NIVEL +6.70

ESCALAS INDICADAS

MARZO 2012 FECHA

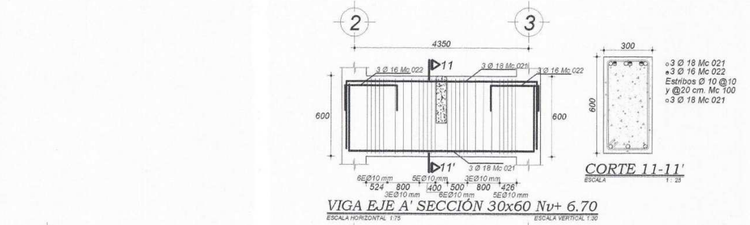
LAMINA ESTRUCTURAL 5/11

PATRICIO M. VASCO L. CALCULO

ING. LUIS CRIOLLO DIBUJO

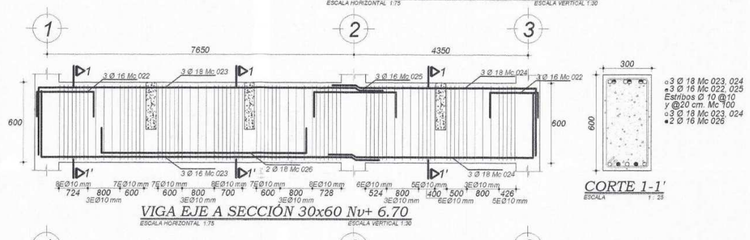
VIGAS Nv +6.70

ESCALA HORIZONTAL 1:75 ESCALA VERTICAL 1:30



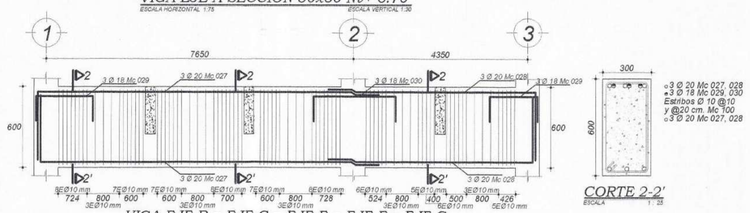
CORTE 11-11'
ESCALA 1:25

VIGA EJE A' SECCIÓN 30x60 Nv+ 6.70
ESCALA HORIZONTAL 1:75 ESCALA VERTICAL 1:30



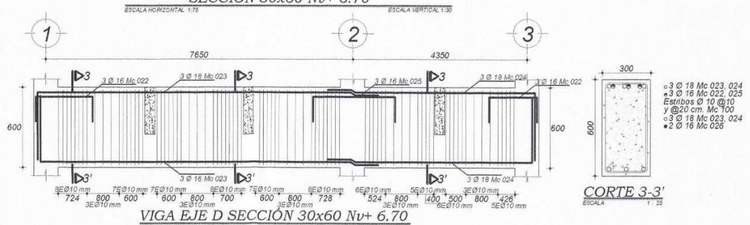
CORTE 1-1'
ESCALA 1:25

VIGA EJE A SECCIÓN 30x60 Nv+ 6.70
ESCALA HORIZONTAL 1:75 ESCALA VERTICAL 1:30



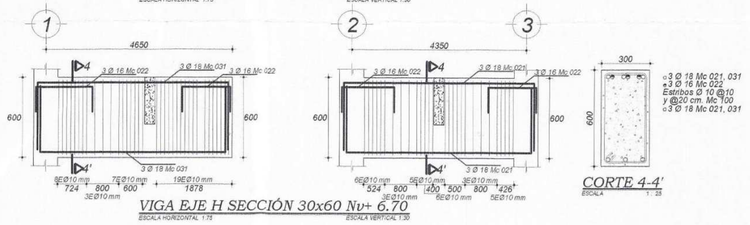
CORTE 2-2'
ESCALA 1:25

VIGA EJE B = EJE C = EJE E = EJE F = EJE G
SECCIÓN 30x60 Nv+ 6.70
ESCALA HORIZONTAL 1:75 ESCALA VERTICAL 1:30



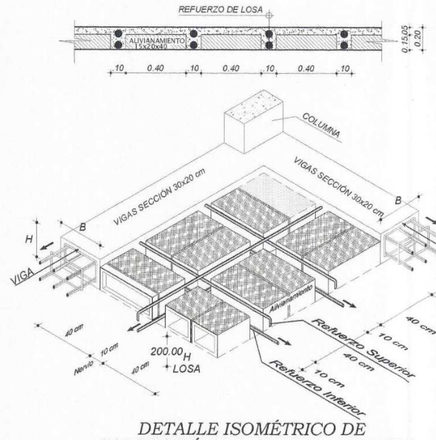
CORTE 3-3'
ESCALA 1:25

VIGA EJE D SECCIÓN 30x60 Nv+ 6.70
ESCALA HORIZONTAL 1:75 ESCALA VERTICAL 1:30



CORTE 4-4'
ESCALA 1:25

VIGA EJE H SECCIÓN 30x60 Nv+ 6.70
ESCALA HORIZONTAL 1:75 ESCALA VERTICAL 1:30



DETALLE ISOMÉTRICO DE
COLOCACIÓN DE ALIVIANAMIENTOS
ESCALA 1:20

GAD MUNICIPALIDAD DE AMBATO
DEPARTAMENTO DE PLANIFICACION
SECCION CONTROL URBANO
PLANO ESTRUCTURAL APROBADO
AMBATO 27 DE SEP 2012
Arq. Edgar Carvajal

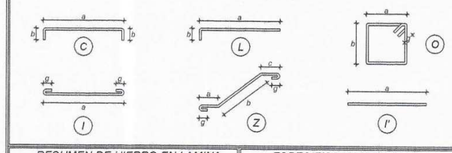
REVISADO
Ing. Mario Carvajal

PLANILLA DE HIERRO

ACERO CORRUGADO

Mc	TIPO	Ø	N°	DIMENSIONES a	b	c	d	e	g	LONG. CORTE	LONG. TOTAL	VARILLAS LONG.	VARILLAS N°	OBSERVACIONES
VIGAS NIVEL + 6.70														
021	C	18	12	4.75	0.55	0.55				5.85	70.20	12.00	6	
022	C	16	30	1.30	0.55	0.55				2.40	72.00	12.00	6	
023	L	18	12	7.90	0.55					8.45	101.40	12.00	8	
024	L	18	12	4.40	0.55					4.95	59.40	12.00	5	
025	C	16	6	2.05	0.55	0.55				3.15	18.90	12.00	2	
026	C	16	2	5.10	0.55	0.55				6.20	12.40	12.00	1	
027	L	20	30	7.90	0.55					8.45	253.50	12.00	21	
028	L	20	30	4.40	0.55					4.95	148.50	12.00	12	
029	L	18	30	1.40	0.55					1.95	58.50	12.00	5	
030	C	18	15	2.05	0.55	0.55				3.15	47.25	12.00	4	
031	C	18	6	4.75	0.55	0.55				5.85	35.10	12.00	3	

TIPOS DE DOBLADO



RESUMEN DE HIERRO EN LAMINA

LONG. COMP.	DIAMETRO DE VARILLAS COMERCIALES 8	10	12	14	16	18	20	22	25	28
6										
9										
12					8	32	34			
qq					3	17	20			

TOTAL = 40 qq

RESUMEN DE HORMIGON EN LAMINA

ELEMENTO	m3
HORMIGON f'c = 210 Kg/cm²	TOTAL = --- m3

ESPECIFICACIONES TECNICAS

GENERALIDADES: EL DISEÑO DEL HORMIGÓN ARMADO, CUMPLE CON LAS NORMAS TECNICAS DEL CÓDIGO A.C.I. 318 - 99. LOS DETALLES QUE AQUI NO CONSTAN, SE DEBERÁN REGIR POR EL MISMO CÓDIGO

ACERO fy = 4200 Kg/cm²

CARGA VIVA DE SERVICIO = Kg

TRASLAPES

DIAMETRO mm	DIAMETRO pulg	LONGITUD cm
10	3/8	40
12	1/2	50
14	5/8	55
16	5/8	65
18	3/4	75
20	3/4	80
22	7/8	90
25	1	100
32	1 1/4	120

RECUBRIMIENTOS

ELEMENTOS	cm.
COLUMNAS	4
VIGAS	4
CIMENTACIONES	7.5
LOSAS - MUROS	3
CONTACTO CON AGUA	7.5

ALIVIANAMIENTOS

10 x 20 x 40	-
15 x 20 x 40	-
20 x 20 x 40	-

OBSERVACIONES

1.- El hormigón debera tener un esfuerzo unitario último a la compresión a los 28 días de edad f'c = 210 Kg/cm²
2.- El acero deberá tener un esfuerzo unitario a la fluencia fy=4200 Kg/cm², además el acero para estribos se usara fy=2800 Kg/cm²
3.- Los niveles mínimos de cimentación serán los indicados
4.- La capacidad portante del suelo se ha asumido en 20 T/m², particular que será obligación del constructor, verificar que se cumpla en el sitio
5.- Cualquier cambio o modificación estructural será consultado con el calculista

PATRICIO MARCELO VASCO LÓPEZ
INGENIERO CIVIL
Licencia Profesional L.P. 18-932 Registro Municipal R.M. 1943
Calle Junín y Calle Floreana, Esquina Ambato - Ecuador Teléfono 0994899212

ESTRUCTURA HOTEL SR. JORGE VELOZ

CONTIENE:
VIGAS NIVEL +6.70

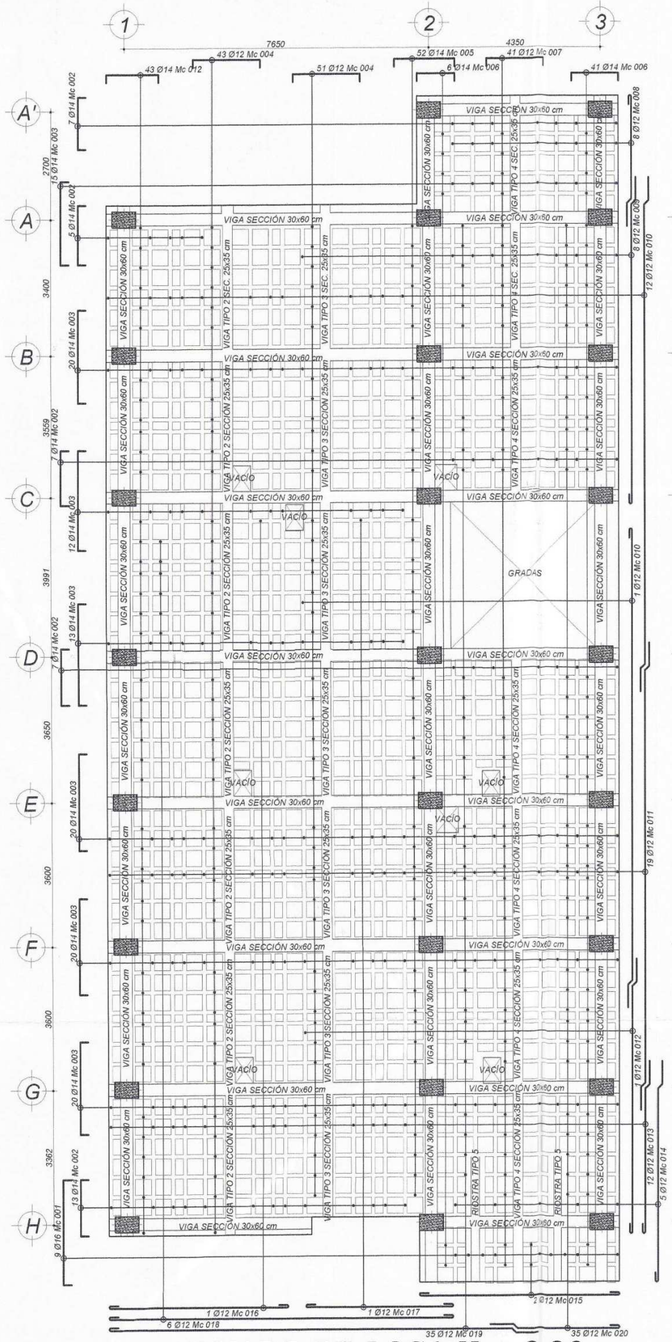
ESCALAS INDICADAS

LAMINA ESTRUCTURAL
6/11

MARZO 2012
FECHA

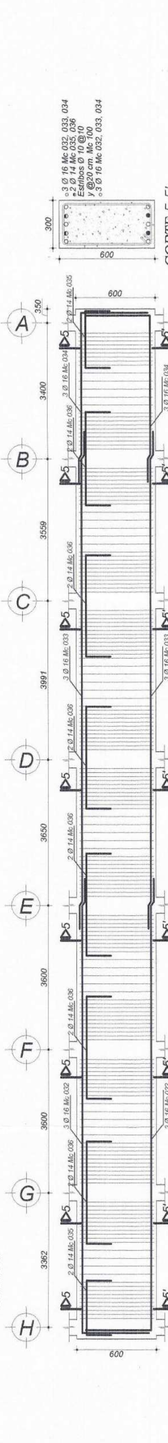
PATRICIO M. VASCO L.
CALCULO

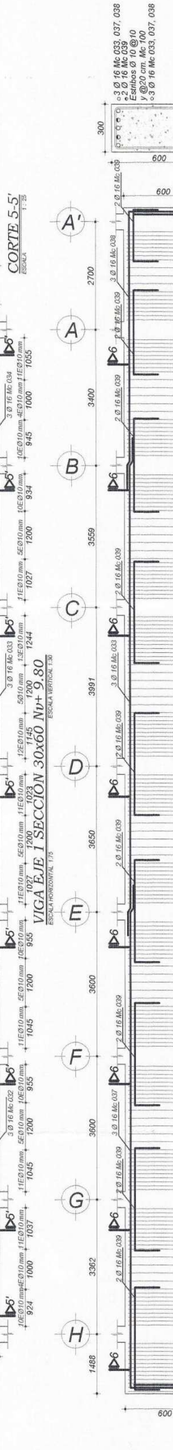
ING. LUIS CRIOLLO
DIBUJO

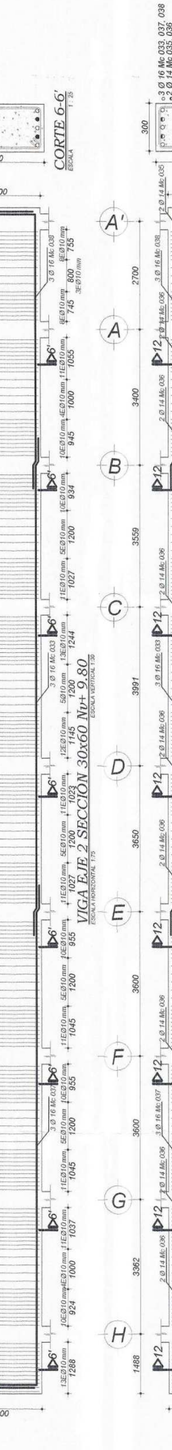


ARMADO DE LOSA Nv +9.80

ESCALA 1:75

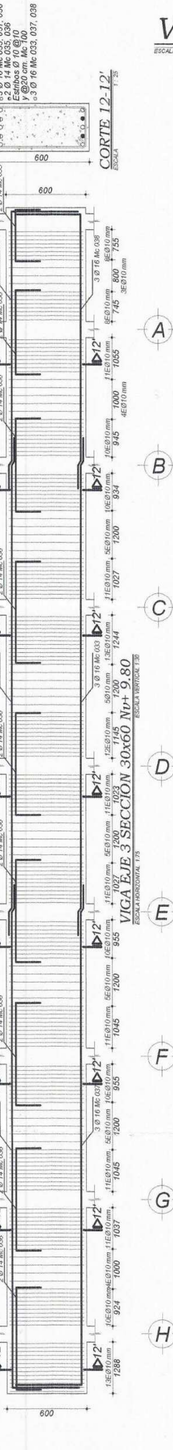


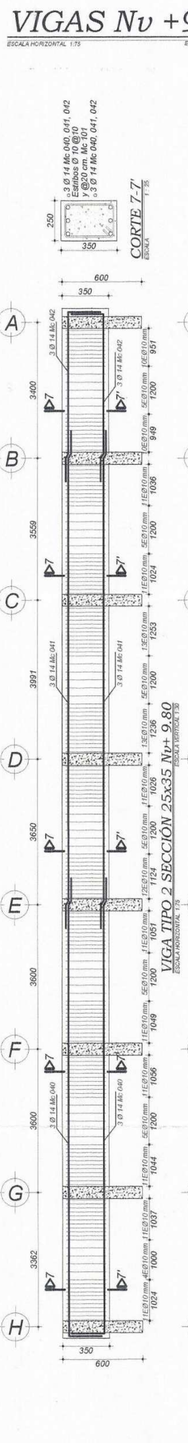


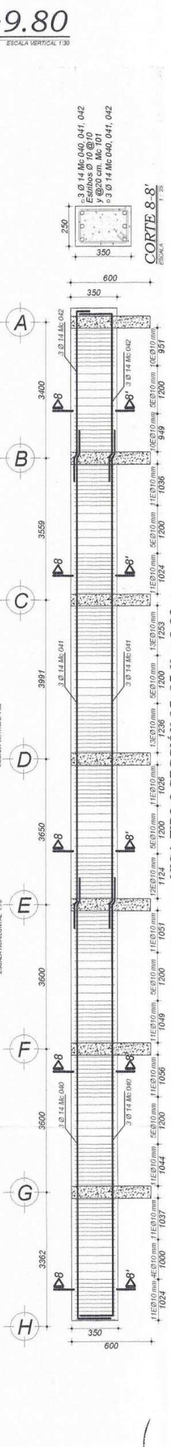


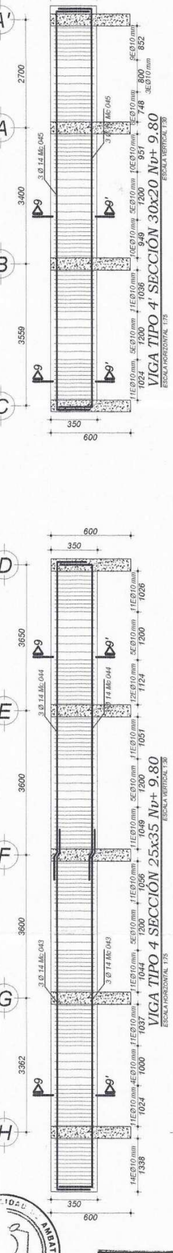
VIGAS Nv +9.80

ESCALA HORIZONTAL 1:75 ESCALA VERTICAL 1:30

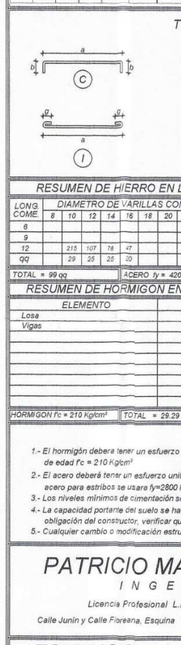














PLANILLA DE HIERRO

ACERO CORRUGADO

Mc	TIPO	Ø	N°	DIMENSIONES a	b	c	d	e	g	LONG. CORTE	LONG. TOTAL	VARILLAS LONG.	VARILLAS N°	OBSERVACIONES
LOSA NIVEL + 9.80														
001	C	16	9	2.60	0.15	0.15				2.90	26.10	12.00	2	
002	C	14	39	1.40	0.15	0.15				1.70	66.30	12.00	6	
003	C	14	120	2.30	0.15	0.15				2.60	312.00	12.00	26	
004	C	12	94	1.60	0.15	0.15				1.90	178.60	12.00	15	
005	C	14	95	1.30	0.15	0.15				1.60	152.00	12.00	13	
006	C	14	47	1.15	0.15	0.15				1.45	68.15	12.00	6	
007	C	12	41	1.50	0.15	0.15				1.80	73.80	12.00	6	
008	I	12	8	2.55					2*0.05	2.65	21.20	12.00	2	
009	I	12	8	7.45					2*0.05	7.55	60.40	12.00	5	
010	I	12	13	11.90					2*0.05	12.00	156.00	12.00	13	
011	I	12	19	10.35					2*0.05	10.45	198.55	12.00	17	
012	I	12	1	6.15					2*0.05	6.25	6.25	12.00	1	
013	I	12	12	3.60					2*0.05	3.70	44.40	12.00	4	
014	I	12	5	4.80					2*0.05	4.90	24.50	12.00	2	
015	I	12	2	5.05					2*0.05	5.15	10.30	12.00	1	
016	I	12	1	4.45					2*0.05	4.55	4.55	12.00	0	
017	I	12	1	3.60					2*0.05	3.70	3.70	12.00	0	
018	I	12	6	8.60					2*0.05	8.70	52.20	12.00	4	
019	I	12	35	10.00					2*0.05	10.10	353.50	12.00	29	
020	I	12	85	2.60					2*0.05	2.70	94.50	12.00	8	
VIGAS NIVEL + 9.80														
032	L	16	6	10.70	0.55					11.25	67.50	12.00	6	
033	I	16	18	12.00						12.00	216.00	12.00	18	
034	L	16	6	3.55	0.55					4.10	24.60	12.00	2	
035	L	14	6	1.40	0.55					1.95	11.70	12.00	1	
036	C	14	8	2.35	0.55	0.55				3.45	66.80	12.00	8	
037	L	16	12	11.45	0.55					12.00	144.00	12.00	12	
038	L	16	6	6.25	0.55					6.80	40.80	13.00	3	
039	C	16	18	2.35	0.55	0.55				3.45	62.10	14.00	4	
040	L	14	12	10.75	0.30					11.05	132.60	17.00	8	
041	I	14	12	12.00						12.00	144.00	18.00	8	
042	L	14	12	3.35	0.30					3.85	46.20	19.00	2	
043	L	14	6	8.35	0.30					8.65	51.90	20.00	3	
044	L	14	6	7.25	0.30					7.55	45.30	21.00	2	
045	C	14	6	10.00	0.30	0.30				10.60	63.60	22.00	3	
046	C	14	8	2.95	0.30	0.30				3.55	28.40	23.00	1	
100	O	10	1269	2*0.55	2*0.25					2*0.05	2157.30	13.00	166	
101	O	10	592	2*0.30	2*0.20					2*0.05	651.20	14.00	47	
102	O	10	60	2*0.15	2*0.13					2*0.05	42.00	15.00	3	

TIPOS DE DOBLADO

RESUMEN DE HIERRO EN LAMINA

LONG. COMP.	DIAMETRO DE VARILLAS COMERCIALES 8	10	12	14	16	18	20	22	25	28
6										
9										
12		215	107	76	47					
qq		29	25	25	20					

TOTAL = 99 qq ACERO fy = 4200 Kg/cm² CARGA VIVA DE SERVICIO = Kg.

RESUMEN DE HORMIGON EN LAMINA

ELEMENTO	m3
Losa	10.09
Vigas	19.20

HORMIGON f'c = 210 Kg/cm² TOTAL = 29.29 m3

TRASLAPES

DIAMETRO mm	DIAMETRO pulg	LONGITUD cm
10	3/8	40
12	1/2	50
14	5/8	55
16	5/8	65
18	3/4	75
20	3/4	80
22	7/8	90
25	1	100
32	1 1/4	120

RECUBRIMIENTOS

ELEMENTOS	cm.
COLUMNAS	4
VIGAS	4
CIMENTACIONES	7.5
LOSAS - MUROS	3
CONTACTO CON AGUA	7.5

ALIVIANAMIENTOS

10 x 20 x 40	
15 x 20 x 40	2364
20 x 20 x 40	-

ESPECIFICACIONES TECNICAS

GENERALIDADES: EL DISEÑO DEL HORMIGÓN ARMADO, CUMPLE CON LAS NORMAS TECNICAS DEL CÓDIGO A.C.I. 318 - 99. LOS DETALLES QUE AQUI NO CONSTAN, SE DEBERÁN REGIR POR EL MISMO CÓDIGO

OBSERVACIONES

1.- El hormigón debera tener un esfuerzo unitario último a la compresión a los 28 días de edad f'c = 210 Kg/cm²
2.- El acero deberá tener un esfuerzo unitario a la fluencia fy=4200 Kg/cm², además el acero para estribos se usara fy=2800 Kg/cm²
3.- Los niveles mínimos de cimentación serán los indicados
4.- La capacidad portante del suelo se ha asumido en 20 T/m², particular que será obligación del constructor, verificar que se cumpla en el sitio
5.- Cualquier cambio o modificación estructural será consultado con el calculista

PATRICIO MARCELO VASCO LÓPEZ
INGENIERO CIVIL
Licencia Profesional L.P. 18-932 Registro Municipal R.M. 1943
Calle Junín y Calle Floreana, Esquina Ambato - Ecuador Teléfono 099-499212 mvasco@yahoo.com

GAD MUNICIPALIDAD DE AMBATO
DEPARTAMENTO DE PLANIFICACION
SECCION CONTROL URBANO
PLANO ESTRUCTURAL APROBADO N° 900
AMBATO 27 DE SEP 2012
Ing. Mario Carvajal

REVISADO
Ing. Mario Carvajal

ESTRUCTURA HOTEL SR. JORGE VELOZ

CONTIENE:
LOSA NIVEL +9.80
VIGAS NIVEL +9.80

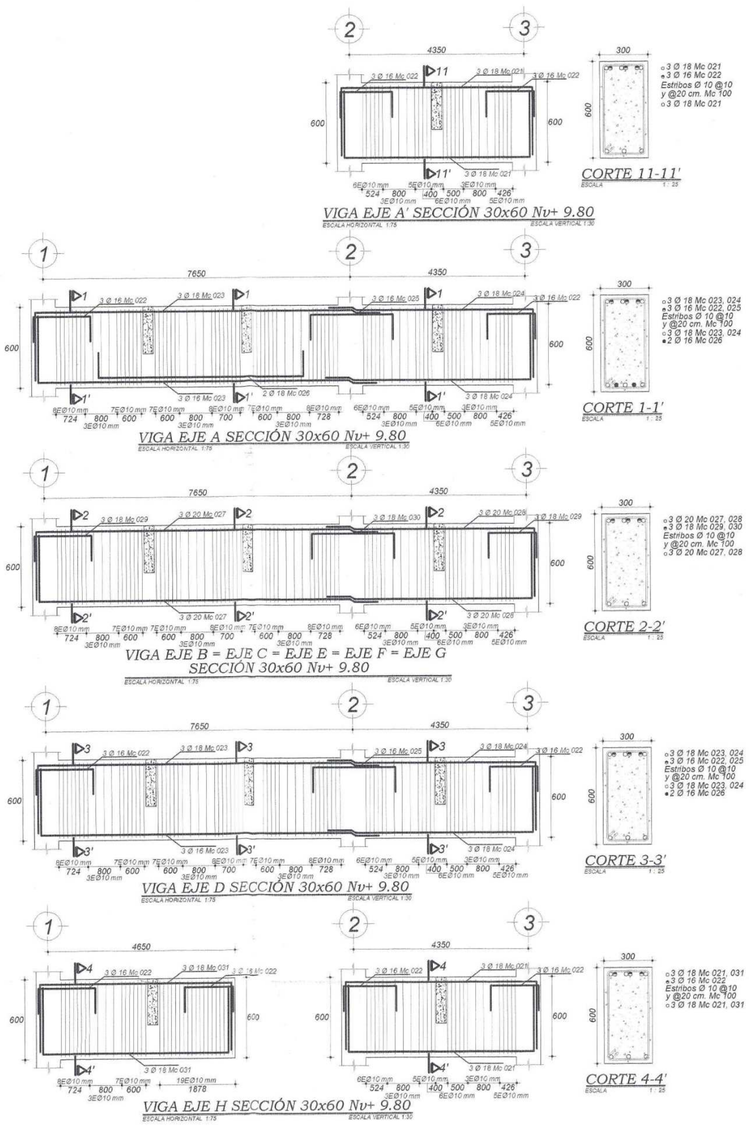
ESCALAS INDICADAS

LAMINA ESTRUCTURAL 7/11

MARZO 2012 FECHA

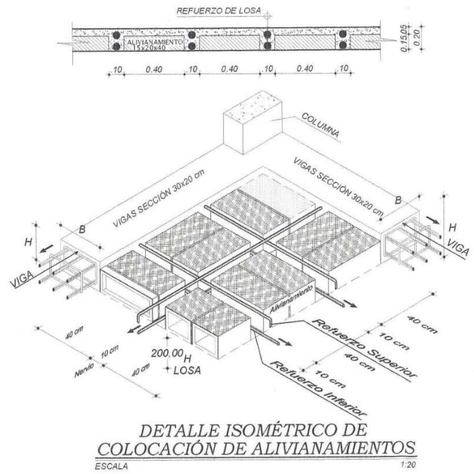
PATRICIO M. VASCO L. CALCULO

ING. LUIS CRIOLLO DIBUJO



VIGAS Nv +9.80

ESCALA HORIZONTAL 1:75 ESCALA VERTICAL 1:30



DETALLE ISOMÉTRICO DE COLOCACIÓN DE ALIVIANAMIENTOS

ESCALA 1:20

GAD MUNICIPALIDAD DE AMBATO
DEPARTAMENTO DE PLANIFICACION
SECCION CONTROL URBANO
27 SEP 2012

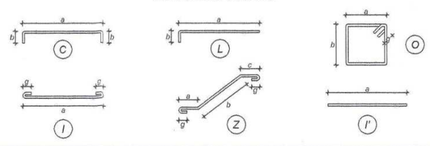
REVISADO
Ing. Mario Carvajal

PLANILLA DE HIERRO

ACERO CORRUGADO

Mc	TIPO	Ø	Nº	DIMENSIONES a	b	c	d	e	g	LONG. CORTE	LONG. TOTAL	VARILLAS LONG.	VARILLAS Nº	OBSERVACIONES
VIGAS NIVEL + 9.80														
021	C	18	12	4.75	0.55	0.55				5.85	70.20	12.00	6	
022	C	16	30	.30	0.55	0.55				2.40	72.00	12.00	6	
023	L	18	12	7.90	0.55					8.45	101.40	12.00	8	
024	L	18	12	4.40	0.55					4.95	59.40	12.00	5	
025	C	16	6	2.05	0.55	0.55				3.15	18.90	12.00	2	
026	C	18	2	5.10	0.55	0.55				6.20	12.40	12.00	1	
027	L	20	30	7.90	0.55					8.45	253.50	12.00	21	
028	L	20	30	4.40	0.55					4.95	148.50	12.00	12	
029	L	18	30	.40	0.55					1.95	58.50	12.00	5	
030	C	18	15	2.05	0.55	0.55				3.15	47.25	12.00	4	
031	C	18	6	4.75	0.55	0.55				5.85	35.10	12.00	3	

TIPOS DE DOBLADO



RESUMEN DE HIERRO EN LAMINA											ESPECIFICACIONES TECNICAS
LONG. COMER.	DIAMETRO DE VARILLAS COMERCIALES 8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	GENERALIDADES: EL DISEÑO DEL HORMIGÓN ARMADO, CUMPLE CON LAS NORMAS TECNICAS DEL CÓDIGO A.C.I. 318 - 99. LOS DETALLES QUE AQUI NO CONSTAN, SE DEBERÁN REGIR POR EL MISMO CÓDIGO
6											
9											
12					3	32	34				
qq					3	17	22				

TOTAL = 42 qq | ACERO fy = 4200 Kg/cm² | CARGA VIVA DE SERVICIO = Kg

RESUMEN DE HORMIGON EN LAMINA			TRASLAPES		RECUBRIMIENTOS	
ELEMENTO	m3		DIAMETRO mm	LONGITUD pulg. cm	ELEMENTOS	cm
			10	3/8 40	COLUMNAS	4
			12	1/2 50	VIGAS	4
			14	5/8 55	CIMENTACIONES	7.5
			16	5/8 65	LOSAS - MUROS	3
			18	3/4 75	CONTACTO CON AGUA	7.5
			20	3/4 80	ALIVIANAMIENTOS	
			22	7/8 90	10 x 20 x 40	-
			25	1 100	15 x 20 x 40	-
HORMIGON f'c = 210 Kg/cm²	TOTAL = --- m3		32	1 N 120	20 x 20 x 40	-

OBSERVACIONES

1.- El hormigón debera tener un esfuerzo unitario último a la compresión a los 28 días de edad f'c = 210 Kg/cm²
2.- El acero deberá tener un esfuerzo unitario a la fluencia fy=4200 Kg/cm², además el acero para astribos se usara fy=2800 Kg/cm²
3.- Los niveles mínimos de cimentación serán los indicados
4.- La capacidad portante del suelo se ha asumido en 20 T/m², particular que será obligación del constructor, verificar que se cumpla en el sitio
5.- Cualquier cambio o modificación estructural será consultado con el calculista

PATRICIO MARCELO VASCO LÓPEZ
INGENIERO CIVIL
Licencia Profesional L.P. 18-932 Registro Municipal R.M. 1943
Calle Junín y Calle Floreana, Esquina Ambato - Ecuador Teléfono 099489212 http://www.pmvasco.com

ESTRUCTURA HOTEL SR. JORGE VELOZ

CONTIENE:
VIGAS NIVEL +9.80

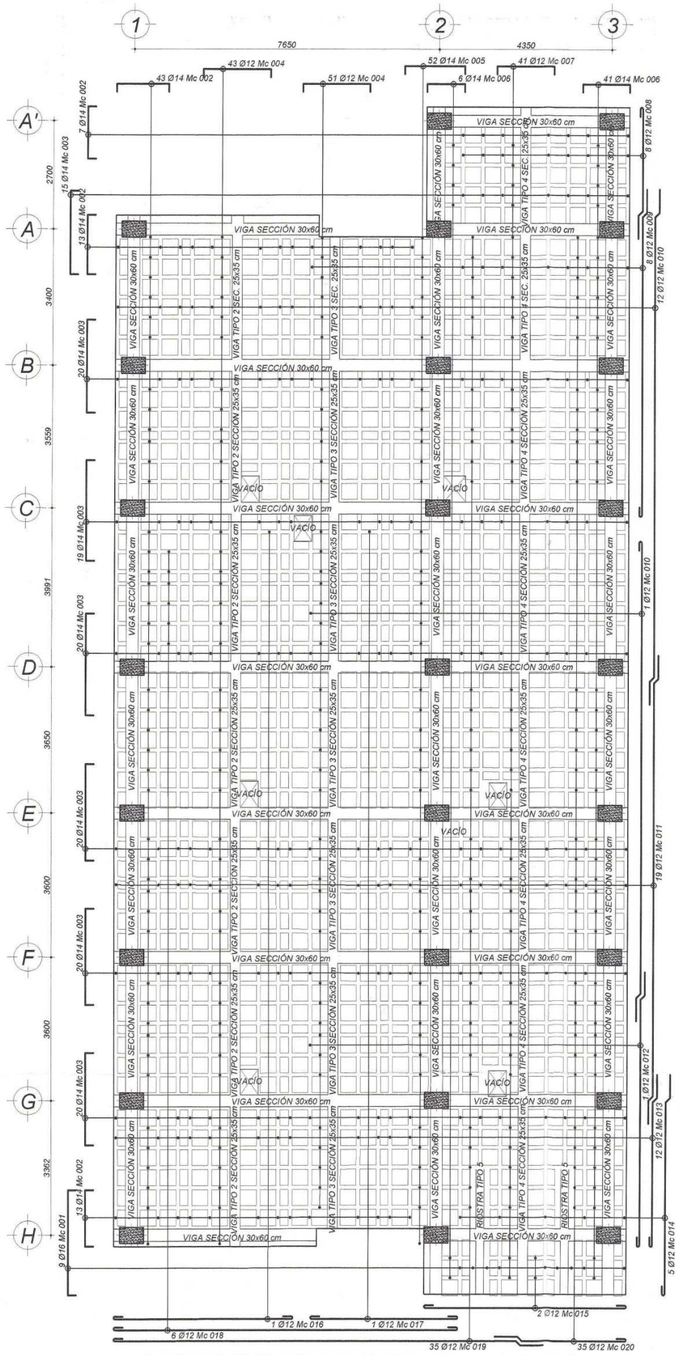
ESCALAS INDICADAS

LAMINA ESTRUCTURAL 8/11

MARZO 2012 FECHA

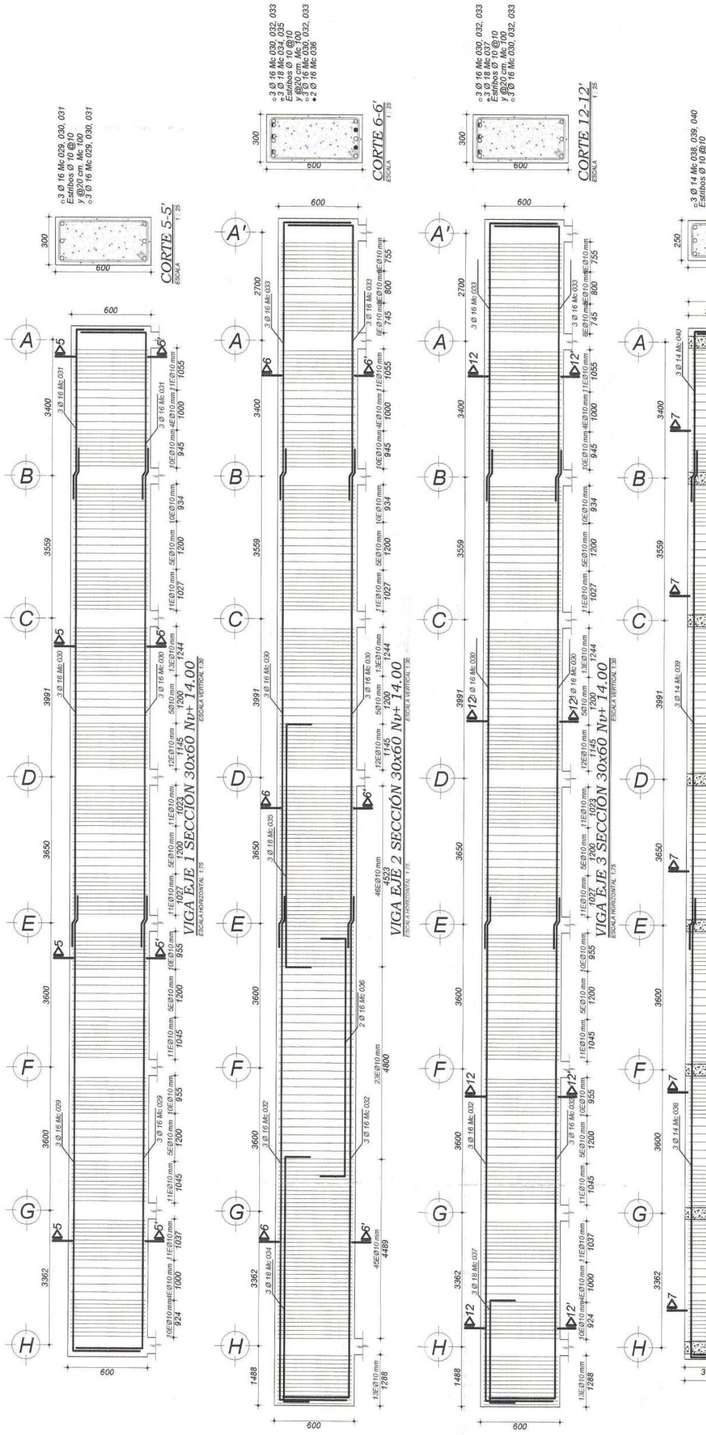
PATRICIO M. VASCO L. CALCULO

ING. LUIS CRIOLLO DIBUJO



ARMADO DE LOSA Nv +14.00

ESCALA 1:75



VIGAS Nv +14.00

ESCALA HORIZONTAL 1:75 ESCALA VERTICAL 1:30

PLANILLA DE HIERRO

ACERO CORRUGADO

Mc	TIPO	Ø	Nº	DIMENSIONES a	b	c	d	e	g	LONG. CORTE	LONG. TOTAL	VARILLAS LONG.	VARILLAS Nº	OBSERVACIONES
LOSA NIVEL + 14.00														
001	C	16	9	2.60	0.15	0.15				2.90	26.10	12.00	2	
002	C	14	25	1.40	0.15	0.15				1.70	42.50	12.00	4	
003	C	14	134	2.30	0.15	0.15				2.60	348.40	12.00	29	
004	C	12	94	1.60	0.15	0.15				1.90	178.60	12.00	15	
005	C	14	95	1.30	0.15	0.15				1.60	152.00	12.00	13	
006	C	14	47	1.15	0.15	0.15				1.45	68.15	12.00	6	
007	C	12	41	1.50	0.15	0.15				1.80	73.80	12.00	6	
008	I	12	8	2.55						2^0.05	2.65	21.20	12.00	2
009	I	12	8	7.45						2^0.05	7.55	60.40	12.00	5
010	I	12	13	11.90						2^0.05	12.00	156.00	12.00	13
011	I	12	19	10.35						2^0.05	10.45	198.55	12.00	17
012	I	12	1	6.15						2^0.05	6.25	6.25	12.00	1
013	I	12	12	3.60						2^0.05	3.70	44.40	12.00	4
014	I	12	5	4.80						2^0.05	4.90	24.50	12.00	2
015	I	12	2	5.05						2^0.05	5.15	10.30	12.00	1
016	I	12	1	4.45						2^0.05	4.55	4.55	12.00	0
017	I	12	1	3.60						2^0.05	3.70	3.70	12.00	0
018	I	12	6	8.60						2^0.05	8.70	52.20	12.00	4
019	I	12	33	10.00						2^0.05	10.10	333.30	12.00	29
020	I	12	35	2.60						2^0.05	2.70	94.50	12.00	8
VIGAS NIVEL + 14.00														
029	L	16	6	10.70	0.55					11.25	67.50	12.00	6	
030	I	16	18	12.00						12.00	216.00	12.00	18	
031	L	16	6	3.55	0.55					4.10	24.60	12.00	2	
032	L	14	6	1.40	0.55					1.95	11.70	12.00	1	
033	C	14	28	2.35	0.55	0.55				3.45	96.60	12.00	8	
034	L	16	12	11.45	0.55					12.00	144.00	12.00	12	
035	L	16	6	6.25	0.55					6.80	40.80	13.00	3	
036	C	16	18	2.35	0.55	0.55				3.45	62.10	14.00	4	
037	L	14	12	10.75	0.30					11.05	132.60	17.00	8	
038	I	14	12	12.00						12.00	144.00	18.00	8	
039	L	14	12	3.55	0.30					3.85	46.20	19.00	2	
040	L	14	6	8.35	0.30					8.65	51.90	20.00	3	
041	L	14	6	7.25	0.30					7.55	45.30	21.00	2	
042	C	14	6	10.00	0.30	0.30				10.60	63.60	22.00	3	
043	C	14	8	2.95	0.30	0.30				3.55	28.40	23.00	1	
100	O	10	1269	2^0.55	2^0.25					2^0.05	1.70	2157.30	13.00	166
101	O	10	592	2^0.30	2^0.20					2^0.05	1.10	651.20	14.00	47
102	O	10	60	2^0.15	2^0.15					2^0.05	0.70	42.00	15.00	3

TIPOS DE DOBLADO



RESUMEN DE HIERRO EN LAMINA

LONG. COMERCIALES	DIAMETRO DE VARILLAS 8	10	12	14	16	18	20	22	25	28
6										
9										
12		215	107	67	43					
q/q		29	25	28	18					

TOTAL = 100 qq | ACERO fy = 4200 Kg/cm² | CARGA VIVA DE SERVICIO = Kg

RESUMEN DE HORMIGON EN LAMINA

ELEMENTO	m3
Losa	9.62
Vigas	20.04

HORMIGON f'c = 210 Kg/cm² | TOTAL = 29.66 m3

ESPECIFICACIONES TECNICAS

GENERALIDADES: EL DISEÑO DEL HORMIGÓN ARMADO, CUMPLE CON LAS NORMAS TECNICAS DEL CÓDIGO A.C.I. 318 - 99. LOS DETALLES QUE AQUI NO CONSTAN, SE DEBERÁN REGIR POR EL MISMO CÓDIGO

TRASLAPES

DIAMETRO mm	DIAMETRO pulg	LONGITUD cm
10	3/8	40
12	1/2	50
14	5/8	55
16	5/8	65
18	3/4	75
20	3/4	80
22	7/8	90
25	1	100
32	1 1/4	120

RECUBRIMIENTOS

ELEMENTOS	cm.
COLUMNAS	4
VIGAS	4
CIMENTACIONES	7.5
LOSAS - MUROS	3
CONTACTO CON AGUA	7.5

ALIVIANAMIENTOS

10 x 20 x 40	-
15 x 20 x 40	2530
20 x 20 x 40	-

OBSERVACIONES

1.- El hormigón debera tener un esfuerzo unitario último a la compresión a los 28 días de edad f'c = 210 Kg/cm²
2.- El acero deberá tener un esfuerzo unitario a la fluencia fy=4200 Kg/cm², además el acero para estribos se usara fy=2800 Kg/cm²
3.- Los niveles mínimos de cimentación serán los indicados
4.- La capacidad portante del suelo se ha asumido en 20 T/m², particular que será obligación del constructor, verificar que se cumpla en el sitio
5.- Cualquier cambio o modificación estructural será consultado con el calculista

PATRICIO MARCELO VASCO LÓPEZ
INGENIERO CIVIL
Licencia Profesional L.P. 18-932 Registro Municipal R.M. 1943
Calle Junín y Calle Floreana, Esquina Ambato - Ecuador Teléfono 099499212 / http://www.patricovasco.com

ESTRUCTURA HOTEL SR. JORGE VELOZ

CONTIENE:
LOSA CUBIERTA NIVEL +14.00
VIGAS DE CUBIERTA NIVEL +14.00

ESCALAS INDICADAS

MARZO 2012 FECHA

PATRICIO M. VASCO L. CALCULO

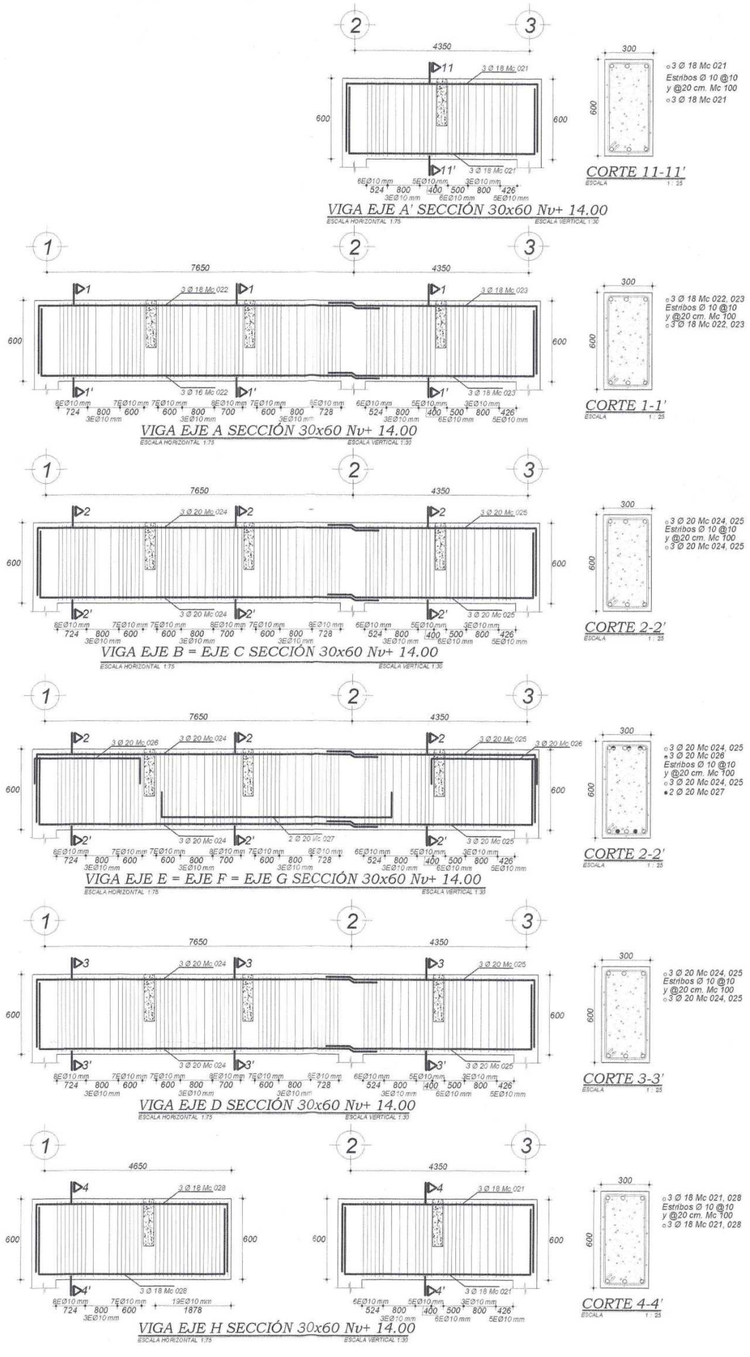
ING. LUIS CRIOLLO DIBUJO

LAMINA ESTRUCTURAL 9/11

GAD MUNICIPALIDAD DE AMBATO DEPARTAMENTO DE PLANIFICACION CONTROL URBANO

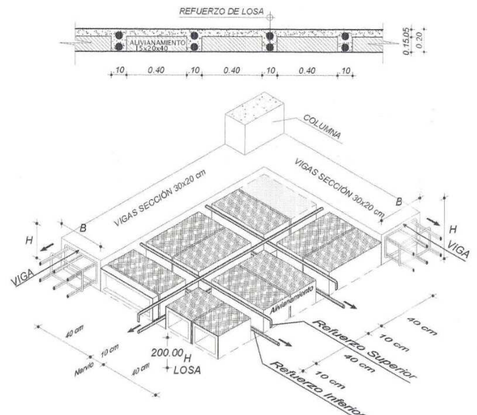
GAD MUNICIPALIDAD DE AMBATO DEPARTAMENTO DE PLANIFICACION SECCION CONTROL URBANO PLANO ESTRUCTURAL APROBADO AMBATO 12 DE SEP DE 2012

REVISADO Ing. Mario Carvajal



VIGAS Nv +14.00

ESCALA HORIZONTAL 1:75 — ESCALA VERTICAL 1:30



DETALLE ISOMÉTRICO DE COLOCACIÓN DE ALIVIANAMIENTOS

ESCALA 1:20

PARA LOSAS EXPUESTAS A LA INTERPERIE
UTILIZAR ACERO DE CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA
1Ø 6 @ 15 cm ó Malla Electrosoldada TIPO ARMEX R-335

GAD - MUNICIPALIDAD DE AMBATO
CONTROL URBANO
DEPARTAMENTO DE PLANIFICACION

GAD MUNICIPALIDAD DE AMBATO
DEPARTAMENTO DE PLANIFICACION
SECCION CONTROL URBANO
PLANO ESTRUCTURAL APROBADO
AMBATO 27 SEP 2017 DE
Ing. Mario Carvajal

REVISADO
Ing Mario Carvajal

PLANILLA DE HIERRO

ACERO CORRUGADO

Mc	TIPO	Ø	N°	DIMENSIONES a	b	c	d	e	g	LONG. CORTE	LONG. TOTAL	VARILLAS LONG.	VARILLAS N°	OBSERVACIONES
VIGAS NIVEL + 14.00														
021	C	18	12	4.75	0.55	0.55				5.85	70.20	12.00	6	
022	L	18	6	7.90	0.55					8.45	50.70	12.00	4	
023	L	18	6	4.40	0.55					4.95	29.70	12.00	2	
024	L	20	18	7.90	0.55					8.45	152.10	12.00	13	
025	L	20	18	4.40	0.55					4.95	89.10	12.00	7	
026	C	20	6	1.40	0.55	0.55				2.50	15.00	12.00	1	
028	C	18	6	4.80	0.55	0.55				5.90	35.40	12.00	3	

TIPOS DE DOBLADO



RESUMEN DE HIERRO EN LAMINA

LONG. COMP.	DIAMETRO DE VARILLAS COMERCIALES 8	10	12	14	16	18	20	22	25	28
6										
9										
12							16	21		
qq							9	14		

TOTAL = 22 qq | ACERO fy = 4200 Kg/cm² | CARGA VIVA DE SERVICIO = Kg

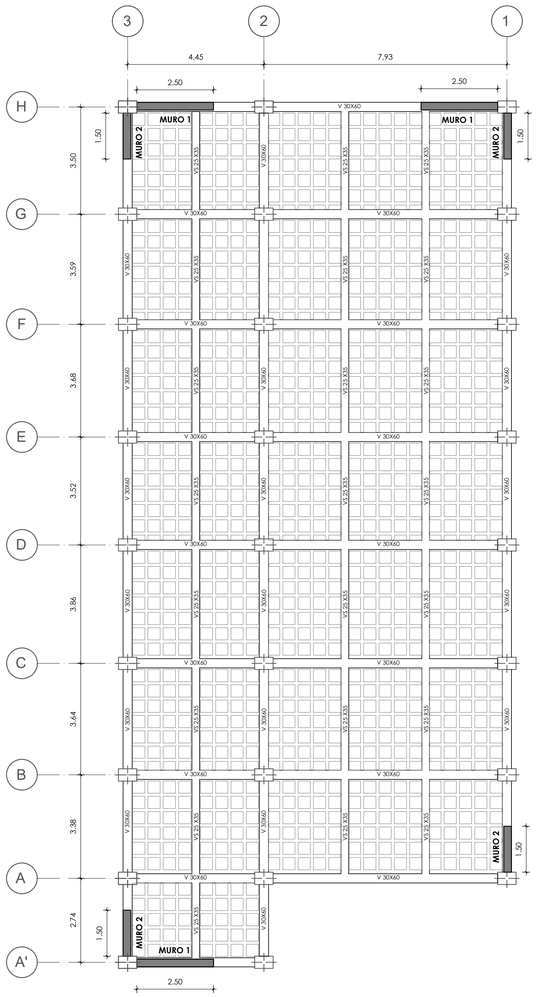
RESUMEN DE HORMIGON EN LAMINA

ELEMENTO	m3

ANEXO 6:

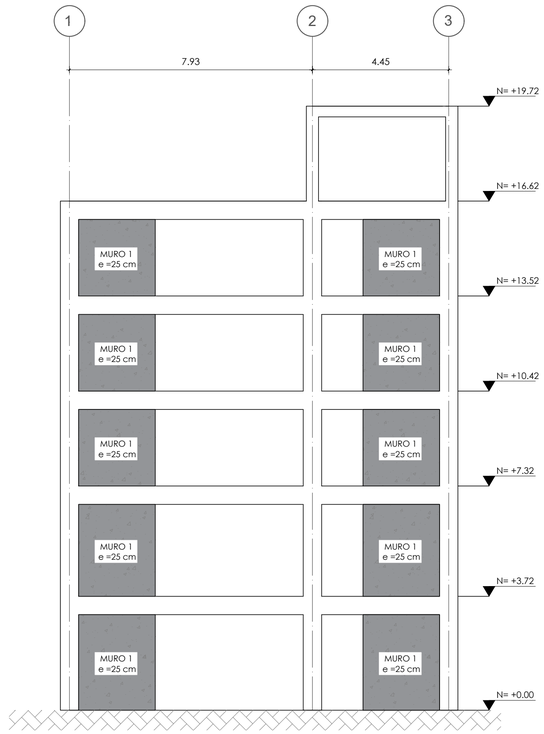
PLANOS ESTRUCTURALES

PROPUESTA DE REFORZAMIENTO



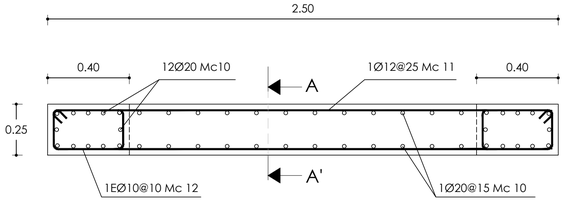
IMPLANTACIÓN MUROS DE CORTE N+0.00

Escala : 1:100



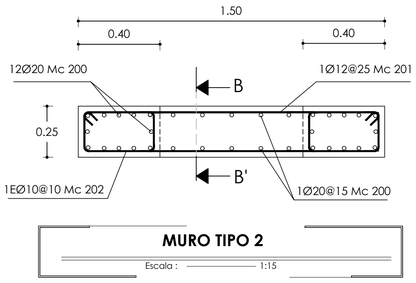
VISTA EN ELEVACIÓN

Escala : 1:100



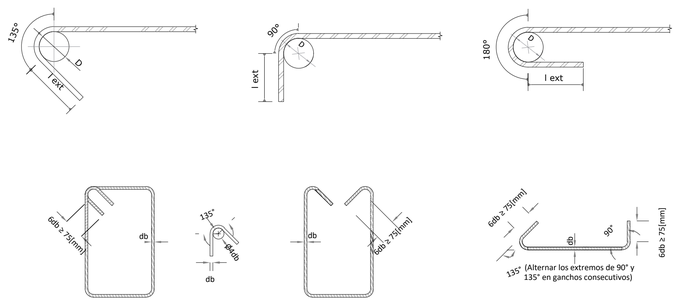
MURO TIPO 1

Escala : 1:15



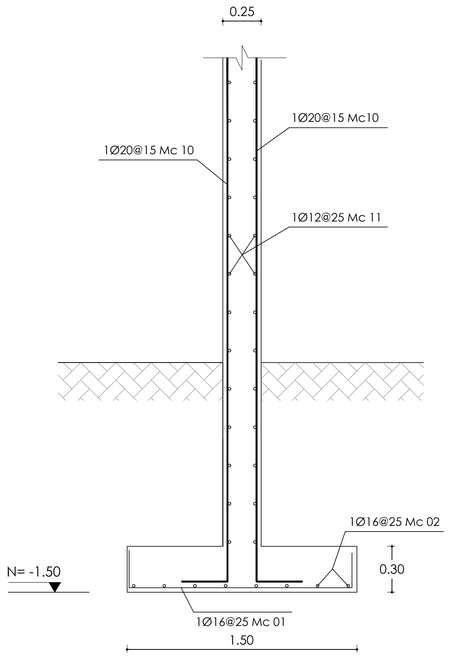
MURO TIPO 2

Escala : 1:15



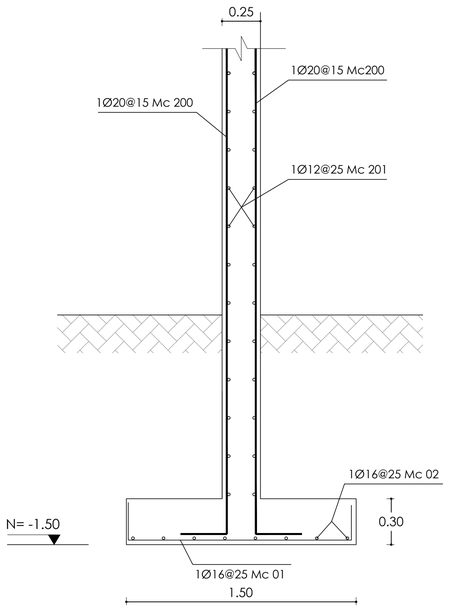
DETALLES GENERALES DEL REFUERZO

Escala : S/E



CORTE A-A'

Escala : 1:20



CORTE B-B'

Escala : 1:20

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

PLANILLA DE ACERO DE REFUERZO

Mc	Tipo	ø	N°	Dimensiones a	b	c	d	Gancho	LONGITUD DESARR	LONG. TOTAL	VARILLA COMERCIAL LONG	Nº
PLINTOS MURO TIPO 1												
1	C	16	32	1 X 1.40	2 X 0.25				1.90	60.80	12	6.0
2	C	16	24	1 X 2.40	2 X 0.25				2.90	69.60	12	6.0
PANTALLA MURO TIPO 1												
10	I	20	133	1 X 12.00					12.00	1591.20	12	133.0
11	I	20	405	1 X 2.40					2.40	971.71	12	81.0
12	O	10	1003	2 X 0.34	2 X 0.19			2 X 0.08	1.22	1223.90	12	102.0
PLINTOS MURO TIPO 2												
1	C	16	32	1 X 1.40	2 X 0.25				1.90	60.80	12	6.0
2	C	16	24	1 X 2.40	2 X 0.25				2.90	69.60	12	6.0
PANTALLA MURO TIPO 2												
10	I	20	133	1 X 12.00					12.00	1591.20	12	133.0
11	I	20	405	1 X 2.40					2.40	971.71	12	81.0
12	O	10	1003	2 X 0.34	2 X 0.19			2 X 0.08	1.22	1223.90	12	102.0

	ϕ 8	ϕ 10	ϕ 12	ϕ 14	ϕ 16	ϕ 18	ϕ 20	ϕ 22	ϕ 25	ϕ 32	TOTAL
L.Tot.	0.0	2447.8	0.0	0.0	260.8	0.0	5125.8	0.0	0.0	0.0	**7834.4**
# var.	0.0	204.0	0.0	0.0	22.0	0.0	428.0	0.0	0.0	0.0	**654.0**
kgs	0.0	1510.3	0.0	0.0	411.5	0.0	12640.3	0.0	0.0	0.0	**14562.1**
lbs	0.00	33.23	0.00	0.00	9.05	0.00	278.09	0.00	0.00	0.00	**320.4**
qq	0.00	33.23	0.00	0.00	9.05	0.00	278.09	0.00	0.00	0.00	**320.4**

PROYECTO:
REFORZAMIENTO HOTEL DUBAI AMBATO

CONTIENE:
-IMPLANTACIÓN MUROS DE CORTE
-ARMADURAS DE MUROS DE CORTE
-VISTA EN ELEVACIÓN

UBICACIÓN
AMBATO, SECTOR CATIGLATA, AV. INDOAMERICA, FRENTE A HINO MAVESA

TAMAÑO
A1

FECHA
JUNIO 2025

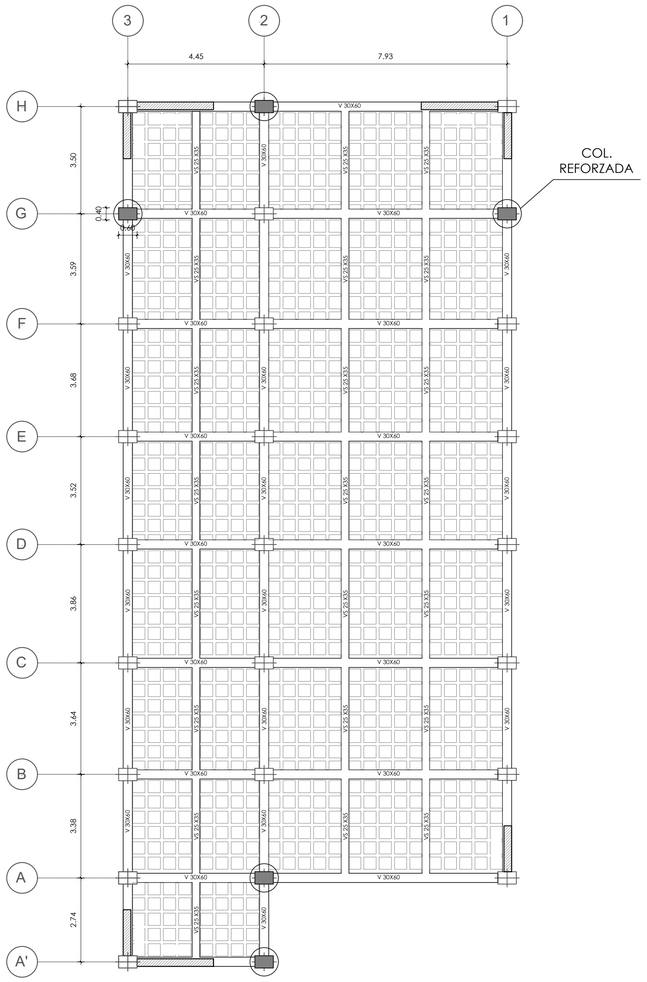
ESCALA
INDICADAS

DIBUJADO POR:
EDISON CHIMBORAZO
TESISTA

REVISÓ:
ING. SANTIAGO MEDINA
TUTOR

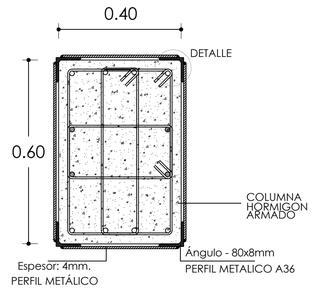
SELLOS MUNICIPALES

LÁMINA:
E 1/2



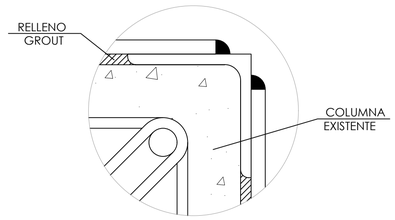
IMPLANTACIÓN COLUMNAS REFORZADAS

Escala : 1:100



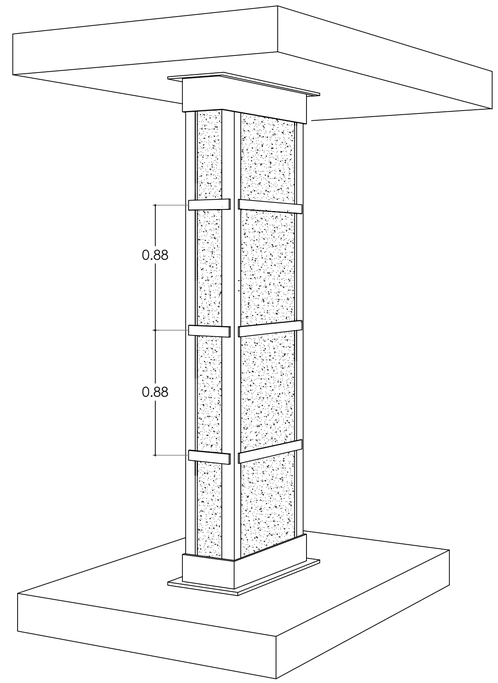
CORTE DE COLUMNA REFORZADA

Escala : 1:10



DETALLE

Escala : S/E



VISTA 3D

Escala : S/E

INDICACIONES:

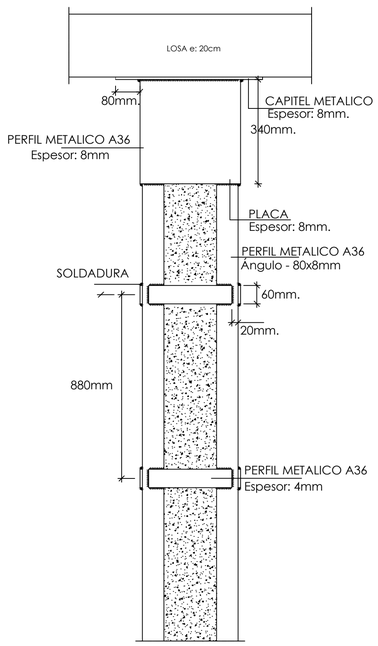
① Material del encamisado
Se debe emplear acero estructural A36, con resistencia mínima a la fluencia Fy = 2 500 kg/cm² y resistencia última Fu = 4 000 kg/cm².

② Soldadura en elementos metálicos
Aplicar soldadura de filete de 5 mm en ángulos y platinas. Usar penetración completa (CJP) donde se indique. No se permite respaldo fijo. Todas las soldaduras se realizarán con electrodo E70XX.

③ Encamisado con ángulos y platinas
Instalar ángulos en las caras de la columna, unidos con platinas de 4 mm soldadas.

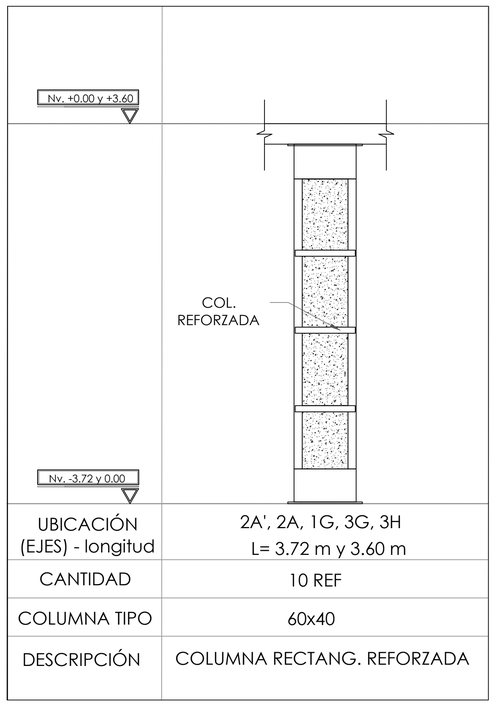
④ Relleno con grout no contráctil
Inyectar grout estructural ⩾ 35 MPa entre columna y perfiles, asegurando llenado completo y adherencia.

⑤ Anclaje a fundación y cierre superior
Anclar con varillas Hilti HIT-V M16 + resina epóxica. Cierre superior con platinas soldadas o atornilladas.



NUDO COLUMNA REFORZADA

Escala : 1:10



UBICACIÓN (EJES) - longitud	2A', 2A, 1G, 3G, 3H L= 3.72 m y 3.60 m
CANTIDAD	10 REF
COLUMNA TIPO	60x40
DESCRIPCIÓN	COLUMNA RECTANG. REFORZADA

CUADRO DE COLUMNAS REFORZADAS

Escala : 1:30

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

PLANILLA DE ACERO ESTRUCTURAL

MARCA	TIPO	CLASE	Cant.	(m)	Dimensiones (mm)				V (m3)	Peso (kg/m3)	Peso Total kg
			U	L	B	H	e	A (m2)			
ANGULOS REFORZAMIENTO											
AN-1		AN	20	3.52	80	80	8		0.004280	7850	672.01
AN-1		AN	20	3.40	80	80	8		0.004134	7850	649.10
PLACAS REFORZAMIENTO											
P1			160		340	400	6		0.00082	7850	1024.9
P2			160		340	600	6		0.00122	7850	1537.34
PLATINAS											
PT-1			120	0.60		60	6		0.00022	7850	203.47
PT-2			120	0.40		60	6		0.00014	7850	
PESO TOTAL (kg) =											**4,086.82**

PROYECTO:
REFORZAMIENTO HOTEL DUBAI AMBATO

CONTIENE:
-IMPLANTACIÓN DE REFORZAMIENTO DE COLUMNAS
-DETALLES DE PERFILES
-VISTA 3D COLUMNA REFORZADA
-CUADRO DE COLUMNAS REFORZADAS

UBICACIÓN
AMBATO, SECTOR CATIGLATA, AV. INDOAMERICA, FRENTE A HINO MAVESA

TAMAÑO
A1

FECHA
JUNIO 2025

ESCALA
INDICADAS

DIBUJADO POR:
EDISON CHIMBORAZO
TESISTA

REVISÓ:
ING. SANTIAGO MEDINA
TUTOR

SELLOS MUNICIPALES

LÁMINA:
E 2/2

ANEXO 7:

OFICIOS Y SOLICITUDES

- Carta de compromiso

HOTEL DUBAI

Av. Indoamérica Km 1.5 Frente a Hino – Mavesa Telf. 032-445357 / 0998730313 / 0992872939

CARTA DE COMPROMISO

Ambato, 21 de enero del 2025

Ingeniero Mg.
Fidel Alberto Castro Solórzano
Presidente de la Unidad de Titulación
Carrera de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica

Yo, Jorge Aníbal Veloz Balseca en mi calidad de gerente propietario de "Hotel Dubai Ambato", me permito poner en su conocimiento la aceptación y respaldo para el desarrollo del trabajo de titulación: "Análisis del desempeño sísmico del edificio de hormigón armado Hotel Dubai Ambato, provincia de Tungurahua" propuesto por el estudiante Edison Ariel Chimborazo Sigcha, portador de la Cédula de Ciudadanía 1850332592, estudiante de la carrera de Ingeniería Civil Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato.

A nombre de la Institución a la cual represento, me comprometo a apoyar en el desarrollo del proyecto.

Particular que comunico a usted para los fines pertinentes.

Atentamente.

HOTEL DUBA
UC: 1804495230000

……

Jorge Aníbal Veloz Balseca
Gerente propietario de "Hotel Dubai Ambato"
Cédula de Ciudadanía: 1801198712
No. teléfono celular: 0988541674
Correo electrónico: hoteldubai96@gmail.com

- Oficio para solicitar de copia de planos

GAD MUNICIPALIDAD
DE AMBATO

VALOR
USD. 1,00

0894949

Ambato, 31 de marzo de 2025

Ingeniera
Diana Caiza Telenchana
ALCALDESA DEL GAD MUNICIPALIDAD DE AMBATO

Presente

De mis consideraciones:

Yo **EDISON ARIEL CHIMBORAZO SIGCHA**, titular de la cédula de ciudadanía **N. 1850332592**, reciba un cordial y atento saludo, solicito muy comedidamente a quien corresponda me conceda **copias certificada** de los planos arquitectónicos y estructurales con **PC-0164-2016 N.º PL-167, PC-0012-2019 N.º PL-12, PC-0164-2020 N.º PL-167 y PC-0691-2020 N.º PL-726** del inmueble **HOTEL DUBAI AMBATO** con clave catastral **N.0111201005000** ubicado en la Av. Indoámerica, sector Catiglata. La información solicitada será empleada en el desarrollo de la tesis de grado de ingeniería civil del estudiante. Adjunto a esta solicitud se anexa la autorización con una copia de cédula por parte del dueño del inmueble para la entrega de la copia de los planos.

Por su atención, agradezco y espero que esta solicitud sea atendida favorablemente.

Atentamente,

.....

Edison Ariel Chimborazo Sigcha
Cédula de Ciudadanía: 1850332592
No. teléfono celular: 0959588163
Correo electrónico: edisonchimborazo5@gmail.com

- Autorización para entrega de copia de planos

AUTORIZACIÓN PARA ENTREGA DE COPIA DE PLANOS

Ambato, 31 de marzo de 2025

Ingeniera
Diana Caiza Telenchana
ALCALDESA DEL GAD MUNICIPALIDAD DE AMBATO

Presente

De mis consideraciones:

Yo, **Jorge Aníbal Veloz Balseca** portador de la cédula de identidad **N.1801198712**, en calidad de propietario del inmueble identificado como **HOTEL DUBAI AMBATO**, el cual cuenta con la clave catastral **N.0111201005000**, otorgo mi autorización expresa para que el estudiante **Edison Ariel Chimborazo Sigcha**, con cédula de identidad **N.1850332592** pueda solicitar y retirar ante el Municipio de Ambato una copia de los planos arquitectónicos, estructurales correspondientes a **PC-0164-2016 N.º PL-167, PC-0012-2019 N.º PL-12, PC-0164-2020 N.º PL-167 y PC-0691-2020 N.º PL-726** de dicho inmueble. La presente autorización se expide con el fin de que la información mencionada pueda ser utilizada en el desarrollo de la tesis de grado de ingeniería civil, titulada **Análisis del desempeño sísmico del edificio de hormigón armado Hotel Dubai Ambato, provincia de Tungurahua** del estudiante.

Por su atención, agradezco y espero que esta solicitud sea atendida favorablemente.

Atentamente,



Jorge Aníbal Veloz Balseca
Dueño del Inmueble Hotel Dubai Ambato
Cédula de Ciudadanía: 1801198712
No. teléfono celular: 0988541674
Correo electrónico: hoteldubai96@gmail.com

- Solicitud del martillo esclerométrico

Ambato, 21 de marzo de 2025

Ingeniero, Mg.
Santiago Cabrera
DECANO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
Presente.

De mi consideración:

Yo, EDISON ARIEL CHIMBORAZO SIGCHA, con CI: 1850332592, estudiante de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Carrera de Ingeniería Civil del ciclo académico Marzo / Julio 2025, me dirijo a usted para solicitarle de la manera más comedida se me permita el uso del equipo para la realización del ensayo esclerómetro fuera de los laboratorios de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, para realizar prácticas de mi **TRABAJO EXPERIMENTAL**, con el Ing. Santiago Medina como docente tutor, desde el 24 de marzo del año en curso hasta su finalización.

Por la favorable atención que se digne dar al presente anticipo mis debidos agradecimientos.

Atentamente,

EDISON ARIEL CHIMBORAZO SIGCHA
CI: 1850332592
Cel: 0959588163
Email: echimborazo2592@uta.edu.ec
edisonchimborazo5@gmail.com