

Universidad Católica de Santa María
Facultad de Arquitectura e Ingenierías Civil y Ambiental
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



**“VERIFICACION DE LA CONFIABILIDAD DEL ANALISIS
DINAMICO ESPECTRAL MEDIANTE EL ANALISIS NO LINEAL
(PUSH-OVER) DE UN EDIFICIO DE 5 NIVELES”**

Tesis presentada por el Bachiller:

Eduardo Villagra, Diego Daniel

Para obtener el Título Profesional de:

Ingeniero Civil

Asesor: Ing. Rosas Espinoza, Jorge

Arequipa - Perú

2019

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

DICTAMEN DE BORRADOR DE TESIS

VISTO

El BORRADOR DE TESIS Titulado:

Verificación de la confiabilidad del Análisis Dinámico
espectral mediante el análisis No lineal Pushover de un
edificio de 5 niveles.

Presentado por el (la) (los) Bachiller (es):

Diego Daniel Eduardo Villagra

Nuestro DICTAMEN es:

APTO PARA SUSTENTACION

OBSERVACIONES:

Arequipa, 10 de Diciembre del 2018

Chavez
CD 1732

CD 2766

CD 7436

DEDICATORIA

La presente tesis va dedicada principalmente a Dios que me acompañó y me iluminó en todo momento dándome la fuerza necesaria para seguir adelante siempre en cada paso que doy.

A mis padres por apoyarme siempre en las buenas y en las malas, por sus sabios consejos para la vida, por darme la formación necesaria para realizarme como persona y por haberme dado la oportunidad de ser un profesional confiando en mis habilidades y destrezas para hacer todo esto posible.

A mi hermana por sus consejos y su apoyo incondicional, por siempre preocuparse por mí y alentarme a cumplir mis metas.

A mi mejor amigo JL por estar conmigo en todo el proceso de esta tesis empujándome siempre hacia adelante y motivándome con los mejores consejos para no rendirme nunca y siempre conseguir lo que quiero.

INTRODUCCIÓN

Todas las edificaciones son los refugios de las personas donde nos podemos sentir seguros frente a cualquier tipo de amenaza externa, ya sea por un desastre natural o cualquier actividad realizada por el hombre que pueda atentar contra nuestra vida como por ejemplo los accidentes.

Es por esto que todas las edificaciones deben ser seguras para poder ser habitadas por las personas sin comprometer su vida ni ponerla en riesgo. Esto se puede conseguir con un buen diseño confiable de la estructura de cualquier tipo de edificación como casas, departamentos, colegios, hospitales, estadios, puentes, túneles, etc., ya que todas las personas visitan frecuentemente estos lugares ya mencionados, confiando en su seguridad al momento de encontrarse en dicha edificación y/o estructura.

El sismo es un desastre natural que está presente en todo momento y que compromete mucho la estabilidad de una estructura cuando ocurre. Para prevenir daños estructurales en cualquier tipo de edificación, es necesario tener buenos parámetros de diseño para poder simular el comportamiento de una estructura frente a un sismo y así poder obtener un buen diseño de cada elemento estructural de cualquier edificación.

Existen también metodologías de verificación del diseño estructural de una edificación, con estas metodologías se puede comprobar si el diseño previo o existente de una determinada edificación se comporta de manera adecuada ante un movimiento telúrico y así se puede determinar si dicha edificación estará en buenas condiciones de ser habitada o no luego de ocurrido el sismo.

RESUMEN

La presente tesis corresponde al diseño de una edificación multifamiliar de 5 niveles y su respectiva verificación mediante el análisis estático no lineal “Pushover”.

Se pre-dimensionará cada elemento estructural de acuerdo a un plano arquitectónico, luego se procederá a modelar la estructura del edificio utilizando el programa Etabs, introduciéndole al programa los materiales que se utilizaran, las dimensiones de cada elemento estructural, el espectro de diseño (sismo) y las combinaciones de carga para el respectivo análisis.

De esta manera se obtienen los datos necesarios del programa para poder diseñar cada elemento estructural como son las columnas, vigas, losas, la cimentación, etc.

Posteriormente se realizará la verificación del diseño del edificio usando el análisis estático no lineal Pushover para determinar la vulnerabilidad de cada elemento de la edificación y así poder comprobar si el diseño previo es correcto o no.

Con el análisis Pushover no solo se puede predecir el comportamiento de una estructura después de ocurrido el sismo, sino también se puede determinar el nivel de daño estructural, el nivel de desempeño estructural (si puede ser habitada o no), la resistencia máxima de la estructura y su desplazamiento máximo.

Palabras claves: Análisis Pushover, Análisis no lineal, Curva de capacidad, Punto de desempeño, Rotulas plásticas.

ABSTRACT

This thesis corresponds to the design of a multifamily building of 5 levels and its respective verification by the non-linear static "Pushover" analysis.

Each structural element will be pre-dimensioned according to an architectural plan, then the structure of the building will be modeled using the Etabs program, introducing to the program the materials that will be used, the dimensions of each structural element, the design spectrum (earthquake) and the load combinations for the respective analysis.

In this way, the necessary data of the program are obtained to proceed with the design of each structural element such as columns, beams, slabs, foundations, etc.

Subsequently, the verification of the building designed will be carried out using the non-linear static Pushover analysis to determine the vulnerability of each building element and thus, verify whether the previous design is correct or not.

With the Pushover analysis, not only the behavior of a structure can be predicted after the earthquake occurred, but also the level of structural damage, the level of structural performance (whether it can be inhabited or not), the maximum resistance of the structure and its maximum displacement.

Key words: Pushover analysis, Nonlinear analysis, Capacity curve, Performance point, Plastic hinges.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	II
INTRODUCCIÓN	III
RESUMEN	IV
ABSTRACT.....	V
CAPÍTULO I.....	1
1. GENERALIDADES DEL PROYECTO	1
1.1. GENERALIDADES:	1
1.2. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA:	1
1.3. JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA:	2
1.4. OBJETIVOS:.....	2
1.4.1. Objetivo General:.....	2
1.4.2. Objetivos Específicos:	2
1.5. HIPÓTESIS:	3
1.6. LIMITACIONES:.....	3
1.7. VARIABLES:.....	3
1.7.1. Variables:	3
1.7.2. Indicadores:.....	3
1.7.3. Forma de medición:.....	4
1.8. METODOLOGÍA DEL TRABAJO:	4
CAPÍTULO II.....	5
2. MARCO TEÓRICO	5
2.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS:.....	5
2.1.1. Columnas:	5
2.1.2. Vigas:	5
2.1.3. Placas:.....	5
2.1.4. Losas:.....	6

2.2.	CARGAS PERMANENTES:.....	6
2.2.1.	Carga Muerta:.....	6
2.3.	CARGAS VARIABLES:	10
2.3.1.	Cargas vivas de diseño:	10
2.3.2.	Cargas vivas de techo:	10
2.3.3.	Cargas vivas de escalera:	10
2.4.	CARGA SÍSMICA:	10
2.4.1.	Factor de Zona (Z):.....	11
2.4.2.	Categoría de las edificaciones (U):.....	12
2.4.3.	Factor de Suelo (S):	12
2.4.4.	Factor de amplificación sísmica (C):.....	13
2.4.5.	Factor de Reducción (R):.....	13
2.4.6.	Espectro de aceleraciones:	14
2.5.	COMBINACIONES DE CARGA:	17
CAPITULO III		18
3.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO	18
3.1.	MODELAMIENTO EN EL PROGRAMA ETABS	18
3.1.1.	Definición de materiales:	18
3.1.2.	Definición de las secciones de los elementos tipo frame (Frame Properties):.....	18
3.1.3.	Definir muros, losas y cubiertas (Wall, Slab, Deck sections):	19
3.1.4.	Definir diafragmas:	21
3.1.5.	Definir espectro de respuesta:.....	21
3.1.6.	Definición de los casos de cargas estáticas (Static load cases):.....	22
3.1.7.	Definición de respuesta espectral:.....	23
3.1.8.	Definir Combinaciones de carga:.....	24
3.1.9.	Definición de la masa (Define Mass Source):.....	24
3.1.10.	Asignación de cargas:.....	24
3.2.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO:.....	25

3.2.1. Análisis Lineal Estático:.....	25
3.2.2. Verificación del R:.....	27
3.2.3. Comprobación de irregularidades:.....	30
3.2.3.1. Irregularidades estructurales en altura:.....	30
3.2.3.1.1. Irregularidad de rigidez – Piso blando:	31
3.2.3.1.2. Irregularidad de resistencia – Piso débil:.....	35
3.2.3.1.3. Irregularidad extrema de rigidez:.....	35
3.2.3.1.4. Irregularidad extrema de resistencia:	35
3.2.3.1.5. Irregularidad de masa o peso:.....	35
3.2.3.1.6. Irregularidad geométrica vertical:	36
3.2.3.1.7. Discontinuidad en los sistemas resistentes:	36
3.2.3.1.8. Discontinuidad extrema:.....	36
3.2.3.2. Irregularidades estructurales en planta:.....	36
3.2.3.2.1. Irregularidad torsional:.....	36
3.2.3.2.2. Irregularidad torsional extrema:.....	37
3.2.3.2.3. Esquinas entrantes:.....	37
3.2.3.2.4. Discontinuidad del diafragma:	38
3.2.3.2.5. Sistemas no paralelos:	38
3.2.4. Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas “R”:.....	39
3.2.5. Resultados finales del análisis estático:	39
3.2.6. Amplificación del modelo:.....	41
CAPÍTULO IV.....	43
4. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	43
4.1. DISEÑO DE VIGAS:.....	43
4.1.1. Diseño por flexión de la viga del eje 3, piso 5:.....	43
4.1.2. Diseño por corte de la viga del eje 3, piso 5:.....	47
4.1.3. Diseño por flexión de la viga del eje C, piso 5:	52
4.2. DISEÑO DE LOSAS:	55
4.2.1. Diseño por flexión:.....	55

4.2.2. Diseño por corte:	56
4.3. DISEÑO DE ESCALERAS:	57
4.3.1. Diseño por flexión:.....	58
4.3.2. Diseño por corte:	58
4.4. DISEÑO DE COLUMNAS:.....	60
4.4.1. Diseño por flexocompresión:	64
4.4.2. Diseño por cortante:	65
4.5. DISEÑO DE PLACAS:.....	67
4.5.1. Diseño por flexocompresión:	70
4.5.2. Diseño por cortante:	72
CAPÍTULO V.....	74
5. VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO	74
5.1. DEFINICIÓN DEL ANÁLISIS PUSHOVER:	74
5.1.1. Método del espectro de capacidad:.....	74
5.1.2. Punto de desempeño:	74
5.1.3. Rótulas plásticas:	74
5.2. PROCEDIMIENTO DEL ANÁLISIS PUSHOVER:	76
5.2.1. Propiedades no lineales de los materiales:	76
5.2.2. Definición de los patrones de carga:	77
5.2.3. Definición de los casos de carga:	78
5.2.4. Asignación de rótulas plásticas:	79
5.2.5. Validación de la curva de demanda:.....	81
5.2.6. Resultados del análisis:.....	84
5.3. CONVERSIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD A UN ESPECTRO DE CAPACIDAD:	86
5.3.1. Representación bilineal del espectro de capacidad:.....	93
5.4. ESPECTRO DE DEMANDA	94
5.4.1. Sismo de Diseño:	94
5.4.2. Sismo de Servicio:.....	95

5.4.3. Sismo Máximo:.....	95
5.5. SISMO DE DISEÑO EN FORMATO SA VS SD	96
5.6. REDUCCIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO:	97
5.7. PUNTO DE DESEMPEÑO DEL EDIFICIO:	101
5.8. NIVELES DE DESEMPEÑO DEL EDIFICIO:.....	107
5.8.1. Completamente Operacional (FO):.....	107
5.8.2. Operacional u Ocupación Inmediata (O / OI):	107
5.8.3. Seguridad de Vida (LS):	107
5.8.4. Prevención al Colapso (CP):	107
5.8.5. Colapso (C):	108
5.9. SECTORIZACIÓN DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD:	108
5.10. OBJETIVOS DE DESEMPEÑO DEL EDIFICIO:.....	111
CONCLUSIONES	113
RECOMENDACIONES	115
BIBLIOGRAFÍA	116
ANEXOS	118

ÍNDICE DE GRÁFICOS

1. Gráfico 2.1: Pre-dimensionamiento de vigas, columnas y placas	7
2. Gráfico 2.2: Zonas sísmicas del Perú.....	11
3. Gráfico 2.3: Espectro de diseño	17
4. Gráfico 3.1: Modelamiento del edificio en el programa ETABS	20
5. Gráfico 3.2: Definición de diafragmas.....	21
6. Gráfico 3.3: Definición de la función del espectro de respuesta.....	22
7. Gráfico 3.4: Casos de carga estática.....	22
8. Gráfico 3.5: Input response spectra ESPXX1.....	23
9. Gráfico 3.6: Input response spectra ESPYY1.....	23
10. Gráfico 3.7: Carga muerta de tabiquería sobre el eje A	25
11. Gráfico 3.8: Línea cortante en la base del edificio.....	28
12. Gráfico 3.9: Cortante total en la base	29
13. Gráfico 3.10: Cortante total en las placas.....	29
14. Gráfico 3.11: Irregularidad de resistencia – Piso blando	31
15. Gráfico 3.12: Esquinas entrantes	38
16. Gráfico 3.13: Espectro de diseño para el sentido X y Y	39
17. Gráfico 3.14: Amplificación del sismo en X	42
18. Gráfico 3.15: Amplificación del sismo en Y	42
19. Gráfico 4.1: Diagrama de momentos de la viga del eje 3, piso 5	43
20. Gráfico 4.2: Colocación de los estribos	48
21. Gráfico 4.3: Diseño de la viga del eje 3, piso 5 (viga 503).....	51
22. Gráfico 4.4: Diagrama de momentos de la viga del eje C, piso 5	52
23. Gráfico 4.5: Diseño de la viga del eje C, piso 5 (viga 508)	54
24. Gráfico 4.6: Diseño de losa 2-3.....	55
25. Gráfico 4.7: Diagrama de momentos de la losa 2-3	55
26. Gráfico 4.8: Diseño de la losa 2-3	57
27. Gráfico 4.9: Diseño por flexión de la escalera	58

28. Gráfico 4.10: Diseño de la escalera tramo 1	59
29. Gráfico 4.11: Diseño de la escalera tramo 2	59
30. Gráfico 4.12: Modelamiento de la Columna C4	61
31. Gráfico 4.13: Diagrama de iteracción 0° de la Columna C4	64
32. Gráfico 4.14: Diagrama de iteracción 90° de la Columna C4	65
33. Gráfico 4.15: Diseño de la Columna C4	66
34. Gráfico 4.16: Modelamiento de la placa 9	68
35. Gráfico 4.17: Diagrama de iteracción a 0° de la placa 9	71
36. Gráfico 4.18: Diagrama de iteracción a 90° de la placa 9.....	71
37. Gráfico 4.19: Diseño de la placa 9.....	73
38. Gráfico 5.1: Curva fuerza – desplazamiento de una rótula plástica	75
39. Gráfico 5.2: Diagrama esfuerzo-deformación del concreto no lineal	77
40. Gráfico 5.3: Asignación de rótulas plásticas en vigas.....	79
41. Gráfico 5.4: Asignación de rótulas plásticas en columnas.....	80
42. Gráfico 5.5: Asignación de rótulas plásticas en placas.....	81
43. Gráfico 5.6: Pórtico de ejemplo	81
44. Gráfico 5.7: Secciones de columnas y vigas de ejemplo.....	82
45. Gráfico 5.8: Diagrama momento curvatura de los elementos.....	82
46. Gráfico 5.9: Aplicación de la carga lateral al pórtico.....	83
47. Gráfico 5.10: Diagrama de momentos del pórtico	83
48. Gráfico 5.11: Curva de capacidad del pórtico.....	84
49. Gráfico 5.12: Deformada del caso Push X en el paso 33/33	85
50. Gráfico 5.13: Curva de capacidad del edificio del caso Push X	85
51. Gráfico 5.14: Curva de capacidad del edificio del caso Push Y	86
52. Gráfico 5.15: Curva de capacidad en coordenadas cortante vs desplazamiento para el caso Push X	88
53. Gráfico 5.16: Espectro de capacidad en coordenadas Sa vs Sd para el caso Push X.....	90
54. Gráfico 5.17: Curva de capacidad en coordenadas Sa vs Sd para el caso Push Y.....	91

55. Gráfico 5.18: Espectro de capacidad en condenadas S_a vs S_d para el caso Push Y	93
56. Gráfico 5.19: Representación bilineal del espectro de capacidad	94
57. Gráfico 5.20: Sismo de Diseño	94
58. Gráfico 5.21: Sismo de Servicio	95
59. Gráfico 5.22: Sismo Máximo	95
60. Gráfico 5.23: Espectro de diseño en formato ADRS	96
61. Gráfico 5.24: Cálculo del amortiguamiento para la reducción espectral	97
62. Gráfico 5.25: Cálculo de la energía disipada por amortiguamiento ED	98
63. Gráfico 5.26: Reducción del Espectro de Diseño	100
64. Gráfico 5.27: Estimación del punto de desempeño para el caso X	102
65. Gráfico 5.28: Punto de desempeño del sismo de diseño para el caso X.....	103
66. Gráfico 5.29: Punto de desempeño del sismo de servicio para el caso X ...	104
67. Gráfico 5.30: Punto de desempeño del sismo máximo para el caso X.....	105
68. Gráfico 5.31: Punto de desempeño para el caso Y	106
69. Gráfico 5.32: Sectorización del Espectro de Capacidad.....	108
70 Gráfico 5.33: Nivel de desempeño del sismo de servicio en X.....	109
71 Gráfico 5.34: Nivel de desempeño del sismo de diseño en X	110
72 Gráfico 5.35: Nivel de desempeño del sismo máximo en X	110
73 Gráfico 5.36: Nivel de desempeño del sismo de diseño en Y	111

ÍNDICE DE CUADROS

1. Cuadro N°2.1: Factores de zona	11
2. Cuadro N°2.2: Factores de Uso	12
3. Cuadro N°2.3: Factores de suelo	12
4. Cuadro N°2.4: Periodos T_p y T_l	13
5. Cuadro N°2.5: Factores de amplificación sísmica	13
6. Cuadro N°2.6: Sistemas Estructurales	14
7. Cuadro N°2.7: Resumen de datos.....	14
8. Cuadro N°2.8: Periodo vs Pseudo-aceleraciones	15
9. Cuadro N°3.1: Derivas por piso (Story Drifts).....	26
10. Cuadro N°3.2: Tipo de estructura del edificio	27
11. Cuadro N°3.3: Límites para la distorsión del entrepiso.....	27
12. Cuadro N°3.4: Desplazamientos laterales relativos	27
13. Cuadro N°3.5: Irregularidades estructurales en altura.....	30
14. Cuadro N°3.6: Irregularidad de rigidez – Piso blando: Desplazamiento en los puntos.....	32
15. Cuadro N°3.7: Irregularidad de rigidez – Piso blando: Cálculo de las derivas.....	33
16. Cuadro N°3.8: Irregularidad de rigidez – Piso blando: Comparación de las derivas.....	33
17. Cuadro N°3.9: Irregularidad de rigidez – Piso blando: Promedios 1	34
18. Cuadro N°3.10: Irregularidad de rigidez – Piso blando: Promedios 2	34
19. Cuadro N°3.11: Irregularidad de resistencia – Piso débil: Promedios 2	35
20. Cuadro N°3.12: Irregularidad de masa o peso	36
21. Cuadro N°3.13: Irregularidades estructurales en planta.....	36
22. Cuadro N°3.14: Irregularidad torsional	37
23. Cuadro N°3.15: Derivas finales por piso (Story Drifts)	40
24. Cuadro N°3.16: Desplazamientos laterales relativos finales	40
25. Cuadro N°3.17: Peso total de la edificación	41

26. Cuadro N°3.18: Amplificación del modelo	42
27. Cuadro N°4.1: Diseño de la viga del eje 3 piso 5 por flexión.....	47
28. Cuadro N°4.2: Diseño de la viga del eje 3 piso 5 por corte	49
29. Cuadro N°4.3: Diseño por flexión de la viga del eje 3 piso 5 por flexión	53
30. Cuadro N°4.4: Diseño de la viga del eje C piso 5 por corte.....	53
31. Cuadro N°4.5: Diseño por flexión en la losa 2-3.....	56
32. Cuadro N°4.6: Diseño por corte en la losa 2-3.....	57
33. Cuadro N°4.7: Diseño por flexión de la escalera.....	58
34. Cuadro N°4.8: Diseño por corte de la escalera	58
35. Cuadro N°4.9: Columna más cargada.....	60
36. Cuadro N°4.10: Valores del diagrama iteracción de la columna C4 obtenidos por el programa	62
37. Cuadro N°4.11: Valores nominales del diagrama iteracción de la columna C4.....	63
38. Cuadro N°4.12: Placa 9 cargas	67
39. Cuadro N°4.13: Valores del diagrama iteracción de la placa 9 obtenidos por el programa	69
40. Cuadro N°4.14: Valores nominales del diagrama iteracción de la placa 9	70
41. Cuadro N°5.1: Patrón de cargas laterales	78
42. Cuadro N°5.2: Cálculo del factor de participación modal y el coeficiente modal de masa para el primer modo natural para el caso Push X.....	87
43. Cuadro N°5.3: Conversión de la curva de capacidad en espectro de capacidad para el caso Push X	89
44. Cuadro N°5.4: Cálculo del factor de participación modal y el coeficiente modal de masa para el primer modo natural para el caso Push Y	90
45. Cuadro N°5.5: Conversión de la curva de capacidad en espectro de capacidad para el caso Push Y	91
46. Cuadro N°5.6: Valores de modificación de amortiguamiento k	99
47. Cuadro N°5.7: Valores mínimos de los factores de reducción del espectro .	100

48. Cuadro N°5.8: Niveles de desempeño en base a la sectorización del Espectro de Capacidad	109
49. Cuadro N°5.9: Objetivos de desempeño por el ATC-40	111
50. Cuadro N°10: Objetivos de desempeño por el Vision 2000.....	112
51 Cuadro N°5.11: Objetivos de desempeño del edificio	112



CAPÍTULO I

1. GENERALIDADES DEL PROYECTO

1.1. GENERALIDADES:

Es fundamental conocer toda la información de una estructura a diseñar, ya que de esta manera se obtienen los valores necesarios de diseño como el tipo de suelo que depende de la ubicación donde se vaya a construir la edificación, el tipo de categoría a la que pertenece la edificación a diseñar, la zona sísmica donde se localizará la edificación y el tipo de sistema estructural que se utilizará.

Los datos de la ubicación del edificio a diseñar, para poder usar los parámetros de diseño, son los siguientes:

<i>Dirección:</i>	<i>Calle Colón, Urb. Los Jazmines</i>
<i>Distrito:</i>	<i>Paucarpata</i>
<i>Departamento:</i>	<i>Arequipa</i>
<i>Provincia:</i>	<i>Arequipa</i>

1.2. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA:

$$\text{Riesgo Sísmico} = \text{Amenaza Sísmica} \times \text{Vulnerabilidad}$$

El riesgo sísmico es la probabilidad de ocurrencia de un movimiento sísmico en un determinado lugar, por un tiempo indefinido; lo cual puede provocar daños en el diseño estructural de edificaciones, derrumbes, etc.

La vulnerabilidad representa el daño que se puede esperar en una estructura sujeta a un movimiento sísmico de cierta intensidad. Entonces la vulnerabilidad refleja la falta de resistencia de un edificio frente a las sollicitaciones sísmicas.

La amenaza sísmica refleja características de la naturaleza que generalmente no pueden ser modificados, como son la sismicidad y la geología de una región. En cambio, la vulnerabilidad sí puede ser modificada y por lo tanto la única forma de disminuir el riesgo sísmico para una instalación es reduciendo la vulnerabilidad a través del diseño y la construcción adecuados. (PORTILLO WILLIAMS, 2011)

Es por esto que se necesitan nuevos estudios y nuevas metodologías para este tipo de análisis para poder mejorar el diseño estructural de las edificaciones, ya que

mediante el análisis no lineal podemos obtener mejores resultados que se acercan mucho más a la realidad.

1.3. JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA:

Uno de los grandes problemas del análisis estructural son los sismos que afectan directamente a la estructura ya que podrían causar daños permanentes en la edificación y hasta producir el colapso de la misma. En nuestra ciudad es muy común que ocurra un evento sísmico en cualquier momento debido a la ubicación geográfica en la que nos encontramos, causando pérdidas humanas y económicas.

El análisis no lineal es una metodología que nos muestra resultados, del análisis estructural, mucho más cercanos a la realidad, pero que no se aplica mucho en nuestra ciudad debido a la complejidad tema y a la falta de información sobre este análisis; es por eso que no se utilizan métodos de comprobación para los diseños estructurales realizados en programas, y se confía en los resultados del análisis normal.

Se propone el diseño de una edificación de 5 niveles y su posterior verificación con un análisis no lineal, para verificar el diseño y comparar los resultados del análisis normal con el análisis pushover.

De esta manera se contribuye con la utilización de metodologías y análisis de verificación, que son necesarios para la comprobación del diseño sísmico en las edificaciones.

1.4. OBJETIVOS:

1.4.1. Objetivo General:

- ✓ Verificar el desempeño sísmico del edificio a diseñar, mediante el Análisis "Pushover".

1.4.2. Objetivos Específicos:

- ✓ Obtener los desplazamientos máximos del centro de masas para calcular el patrón de cargas laterales.
- ✓ Determinar la curva de capacidad del edificio.
- ✓ Obtener el punto de desempeño del edificio.
- ✓ Verificar el nivel de desempeño del edificio.

1.5. HIPÓTESIS:

El análisis convencional no cumple con los parámetros del análisis Pushover.

1.6. LIMITACIONES:

- ✓ Se diseñará un edificio multifamiliar de 5 pisos y se verificará el diseño final con un análisis no lineal Pushover para comprobar el diseño del mismo.
- ✓ El diseño y la metodología de investigación para la verificación del diseño se realizará en la ciudad de Arequipa, en la urb. Los jazmines del distrito de Paucarpata.
- ✓ El tiempo estimado para realizar el respectivo diseño y comprobación del mismo, estará propuesto por un cronograma, según las partes de estudio de esta tesis.
- ✓ En nuestra ciudad no se cuenta con estudios sobre el análisis no lineal, esto se debe a la falta de información que hay sobre este tema, por lo que es un verdadero limitante al realizar este tipo de análisis.
- ✓ La utilización de softwares para el análisis no lineal pushover es otra limitante ya que solo están disponibles en inglés, esto se debe a que estos programas fueron desarrollados en países internacionales donde si se hacen estudios y se cuenta con información sobre las diferentes metodologías para el análisis no lineal.
- ✓ Se diseñará solamente la superestructura del edificio, ya que el análisis Pushover no afecta a la subestructura, por lo tanto, no se realizará el diseño de la cimentación en esta tesis.

1.7. VARIABLES:

1.7.1. Variables:

- ✓ Análisis Pushover de un edificio.

1.7.2. Indicadores:

- ✓ Rotulas plásticas.
- ✓ Conversión de la Curva de capacidad.
- ✓ Conversión del espectro de respuesta.
- ✓ Punto de desempeño.

1.7.3. Forma de medición:

- ✓ Intervalo.

1.8. METODOLOGÍA DEL TRABAJO:

- ✓ Se realizará un pre dimensionamiento de los elementos estructurales como son las columnas, vigas, losas, etc., para poder realizar el modelamiento del edificio en el programa Etabs.
- ✓ Se metrarán las cargas correspondientes a la tabiquería del edificio y se definirán las combinaciones de carga que se usarán en el modelamiento del edificio.
- ✓ Se procederá a realizar el análisis convencional en el programa Etabs, donde se verificarán los drifts del edificio, la excentricidad producida por el centro de masas y el centro de rigideces, y se comprobaran las irregularidades que afectan al valor del R para tener un análisis definitivo.
- ✓ Se diseñarán los elementos estructurales del edificio.
- ✓ Se procede a realizar la verificación no lineal “Pushover”, añadiéndole rótulas plásticas a las columnas, vigas y placas; para así modelar los mecanismos de falla de la estructura hasta que lleguen al colapso.
- ✓ Se obtendrá la curva de capacidad del edificio en coordenadas de aceleración y desplazamiento, posteriormente se hará la conversión respectiva para obtener un espectro de capacidad en coordenadas de aceleración espectral y desplazamiento espectral.
- ✓ Se realizará la conversión del espectro de diseño en coordenadas ADRS (aceleración espectral y desplazamiento espectral).
- ✓ Se trazará un modelo bilineal a partir del espectro de capacidad, obteniendo 4 coordenadas en dicha gráfica, a partir de los cuales se reducirá el espectro de diseño.
- ✓ Se obtendrá el punto de desempeño del edificio con la intersección del espectro de capacidad y el espectro de diseño reducido.
- ✓ Se realizarán las conclusiones correspondientes sobre el análisis Pushover.

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS:

2.1.1. Columnas:

Todas las columnas serán de 25 cm de ancho por 50 cm de alto (25 x 50) en ambos sentidos.

2.1.2. Vigas:

La base de las vigas será de 25 cm al igual que las columnas.

El peralte de las vigas está comprendido entre $L/10$ y $L/12$, donde “L” es la longitud libre entre los ejes de las columnas donde se apoyarán las vigas.

Según la ubicación de las columnas en el plano estructural del predimensionamiento de los elementos estructurales, la longitud libre máxima entre los ejes de estas es de 4.15 m. (Ver gráfico 2.1 de la presente tesis).

Para esta tesis, con el fin de uniformizar todas las vigas de la edificación a diseñar, se tomará el promedio de $L/10$ y $L/12$ como el valor final para el peralte de todas las vigas, siendo así, este valor de:

- $L/10 = 4.15/10 = 41.5 \text{ cm}$
- $L/12 = 4.15/12 = 34.5 \text{ cm}$
- $(41.5 + 34.5)/2 \approx 40 \text{ cm} \rightarrow$ **peralte de vigas**

Las vigas de la fachada ubicadas en el eje 1 serán de 25x75 por un tema de modelamiento y excentricidades.

2.1.3. Placas:

Todas las placas tendrán un espesor de 25 cm, a excepción de la placa del ascensor en forma de L que tendrá un espesor de 20 cm según los planos arquitectónicos del edificio a diseñar en esta tesis.

La ubicación de las placas restantes cuyo espesor es de 25 cm, estarán localizadas estratégicamente de manera más o menos uniforme, con el fin de evitar mucha

excentricidad entre la ubicación del centro de masas y el centro de rigideces. (Ver gráfico 2.1 de la presente tesis).

2.1.4. Losas:

El espesor de la losa del edificio será de 20 cm sin acabados (para el modelamiento del edificio), según planos arquitectónicos la losa es de 25 cm incluyendo piso terminado y acabados.

2.2. CARGAS PERMANENTES:

2.2.1. Carga Muerta:

Es el peso de los materiales que conforman los elementos de la edificación como: columnas, vigas, losas, cimentación, y el peso propio de los mismos.

También se considera el peso de todo aquello que forme parte de la edificación de manera permanente, sin cambiar su posición inicial.

Las cargas correspondientes a la tabiquería de la edificación, se colocarán de la siguiente manera:

- Los tabiques que se encuentren sobre el eje de las vigas, se colocaran como carga distribuida a lo largo de dichas vigas (tabiques de gran longitud) o en la posición exacta como estén ubicados los muros (tabiques de corta longitud). Todas las vigas donde se apoyan los tabiques son de 25x40 por lo que las cargas de los tabiques sobre estas serán de:
- *(peso específico + tarrajeo) x (espesor de muro) x (altura total de piso – peralte de viga)*

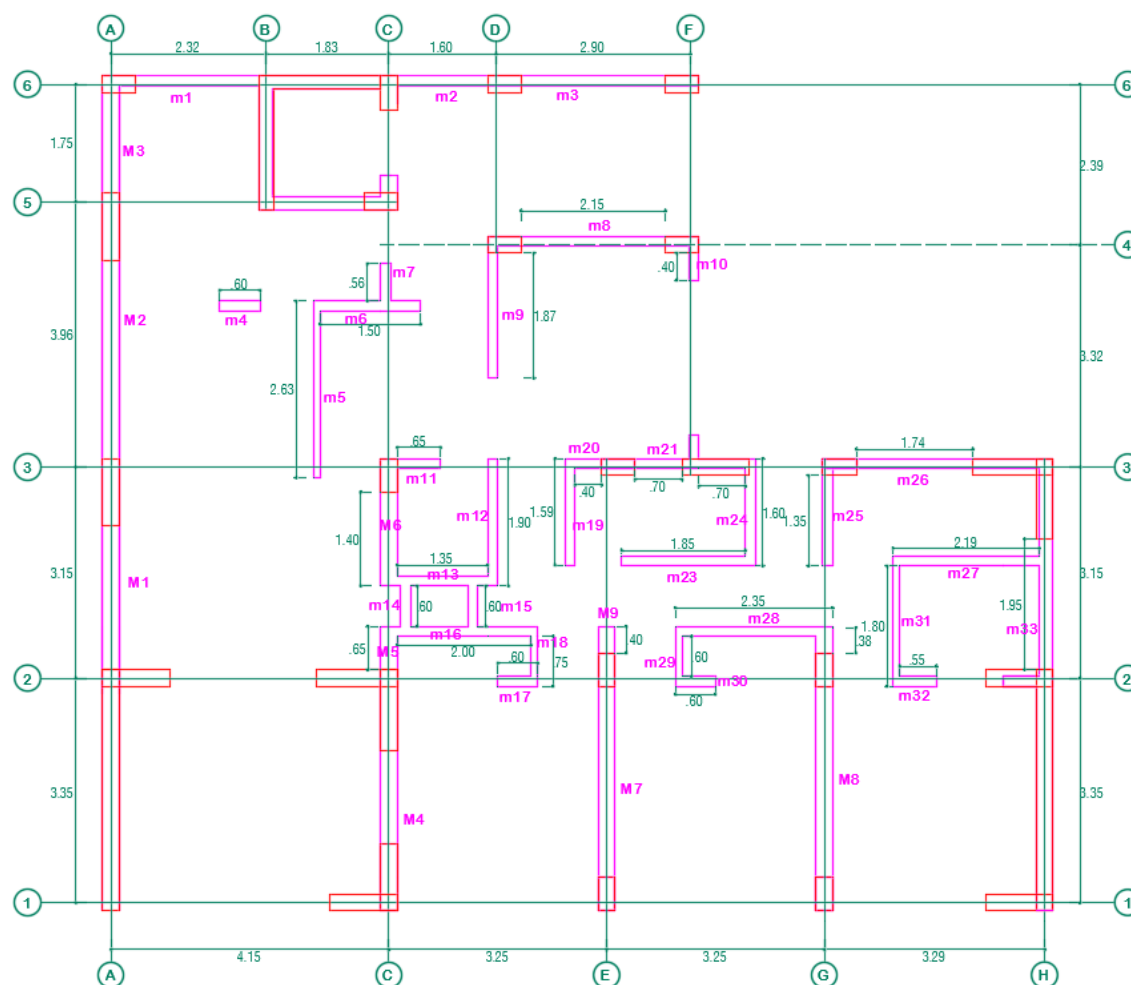
$$1.9 \text{ tn/m}^3 \quad \times \quad 0.25/0.20/0.15 \text{ m} \quad \times \quad (2.4 - 0.15 = 2.25 \text{ m})$$

$$\checkmark \text{ Para muros de 25cm: } 1.9 (0.25)(2.25) = 1.07 \text{ tn/m} \rightarrow M1, M2, M3, M4, M7, M8$$

$$\checkmark \text{ Para muros de 20cm: } 1.9 (0.20)(2.25) = 0.86 \text{ tn/m} \rightarrow m33$$

$$\checkmark \text{ Para muros de 15cm: } 1.9 (0.15)(2.25) = 0.64 \text{ tn/m} \rightarrow m1, m2, m3$$

En el siguiente grafico se muestra la ubicación de los muros en color morado, el pre-dimensionamiento de columnas y placas de color rojo; y el pre-dimensionamiento de vigas (ejes).



1. Gráfico 2.1: Pre-dimensionamiento de vigas, columnas y placas
(Fuente: elaboración propia)

Para los tabiques que se encuentran sobre las losas y sobre las vigas que no sean parte del perímetro del edificio; se medirá cada tabique por separado teniendo en cuenta el espesor, el largo y la altura del muro.

Luego de obtener el peso total de todos los tabiques ubicados en cada paño de losa, se dividirá la sumatoria del peso de todos los tabiques entre el área total de toda la losa; para así poder distribuir equitativamente la sobrecarga de los tabiques en cada paño de losa.

- Metrado de tabiques:

m4:	$1.9(0.15)(2.4)(0.60)$	= 0.41 tn
m7:	$1.9(0.15)(2.25)(0.56)$	= 0.36 tn
m5:	$1.9(0.10)(2.4)(2.63)$	= 1.20 tn
m6:	$1.9(0.15)(2.4)(1.50)$	= 1.02 tn
m8:	$1.9(0.15)(2.25)(2.15)$	= 1.40 tn
m9:	$1.9(0.15)(2.40)(1.87)$	= 1.28 tn
m10:	$1.9(0.15)(2.25)(0.40)$	= 0.25 tn
M6:	$1.9(0.25)(2.25)(1.40)$	= 1.49 tn
m11:	$1.9(0.15)(2.25)(0.65)$	= 0.42 tn
m20:	$1.9(0.15)(2.25)(0.40)$	= 0.26 tn
m12:	$1.9(0.15)(2.4)(1.90)$	= 1.30 tn
m13:	$1.9(0.15)(2.4)(1.35)$	= 0.92 tn
m16:	$1.9(0.15)(2.4)(2.00)$	= 1.37 tn
m17:	$1.9(0.15)(2.25)(0.6)$	= 0.38 tn
m14:	$1.9(0.15)(2.4)(0.60)$	= 0.82 tn
m15:	$1.9(0.15)(2.4)(0.60)$	= 0.82 tn
M5:	$1.9(0.15)(2.25)(0.65)$	= 0.70 tn
m19:	$1.9(0.15)(2.4)(1.59)$	= 1.09 tn
m18:	$1.9(0.15)(2.4)(0.75)$	= 0.51 tn
m21:	$1.9(0.15)(2.25)(0.7)$	= 0.45 tn
m22:	$1.9(0.15)(2.25)(0.7)$	= 0.45 tn
m24:	$1.9(0.15)(2.4)(1.60)$	= 1.09 tn
m23:	$1.9(0.15)(2.4)(1.85)$	= 1.27 tn
m28:	$1.9(0.15)(2.4)(2.35)$	= 1.61 tn
m29:	$1.9(0.15)(2.4)(0.60)$	= 0.41 tn
m24:	$1.9(0.15)(2.4)(1.60)$	= 1.09 tn
m25:	$1.9(0.15)(2.25)(1.35)$	= 0.87tn
m26:	$1.9(0.15)(2.25)(1.74)$	= 1.11tn
m27:	$1.9(0.15)(2.40)(2.19)$	= 1.50 tn
m31:	$1.9(0.10)(2.40)(1.80)$	= 0.82 tn
m32:	$1.9(0.15)(2.25)(0.55)$	= 0.35 tn

- Área de cada paño de losa:

$$\text{Área de losa entre A-C y 5-3} = 16.42 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de losa entre C-F y 5-3} = 14.93 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de losa entre C-E y 3-2} = 10.24 \text{ m}^2 - 0.94 \text{ m}^2 (\text{ducto}) = 9.3 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de losa entre E-G y 3-2} = 10.24 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de losa entre G-H y 3-2} = 10.36 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de losa entre E-G y 1-2:} = 10.89 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de losa entre C-E y 1-2:} = 10.89 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de losa entre A-C y 1-2:} = 13.90 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de losa entre G-H y 1-2:} = 11.02 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de losa entre A-C y 2-3:} = 13.07 \text{ m}^2$$

$$\text{SUMATORIA TOTAL DE TAQUIBES} = 25.93 \text{ tn}$$

$$\text{SUMATORIA TOTAL DE LOSAS} = 121.02 \text{ m}^2$$

$$\text{SOBRECARGA DE TABIQUES} = 0.21 \text{ tn/m}^2$$

Para losas:

- Para una losa de 20 cm de espesor, el factor de carga de peso propio es 300 kg/m², según el Anexo1: Pesos unitarios (espesor del aligerado) de la Norma E020: Cargas. Al dividir este factor de carga entre 2400 kg/m³ (peso específico del concreto) se obtiene un factor de peso equivalente de 0.125, con el cual se creará la sección de la losa aligerada para el modelamiento.
- Sobrecarga para cada paño de losa: 0.31 tn/m² (0.1 tn/m² de piso terminado + 0.21 de sobrecarga de tabiques)

Para el techo del ascensor:

- Sobrecarga de la caja de mantenimiento del ascensor: 400 kg/m² (valor asumido)

2.3. CARGAS VARIABLES:

2.3.1. Cargas vivas de diseño:

Son todas las fuerzas variables que se encuentran presentes en la edificación y que no están fijas o están sujetas al cambio de posición como son: los muebles, la cocina, el refrigerador, las personas, etc.

Para este tipo de edificación (vivienda multifamiliar) corresponde un factor de carga de 200 kgf/m² sobre cada paño de losa, según la Tabla N°1: Cargas vivas mínimas repartidas, del inciso 6.1 de la norma NTP E020: Cargas.

2.3.2. Cargas vivas de techo:

El factor de carga para el último nivel de la edificación, el cual corresponde a la azotea de la edificación, será de 100 kgf/m² sobre cada paño de losa, según el Artículo 7: Carga viva del techo, inciso 7.1.a de la norma NTP E020: Cargas.

2.3.3. Cargas vivas de escalera:

La carga viva correspondiente a la escalera es de 0.2 tn/m² según la Tabla N°1: Cargas vivas mínimas repartidas, del inciso 6.1 de la norma NTP E020: Cargas.

2.4. CARGA SÍSMICA:

Para poder elaborar nuestro espectro de aceleraciones sísmicas y posteriormente realizar el “Análisis Dinámico” a nuestra edificación, utilizaremos LA NORMA TÉCNICA E.030 “DISEÑO SISMORRESISTENTE” DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES; donde obtendremos los siguientes valores:

- Z (factor de zona)
- U (categoría de las edificaciones)
- C (factor de amplificación sísmica)
- S (factor de suelo)
- R (factor de reducción)

2.4.1. Factor de Zona (Z):

El edificio será diseñado en la ciudad de Arequipa, en el distrito de Paucarpata, el cual corresponde a la “zona 3”, según el Anexo N°1: Zonificación Sísmica, de la Norma E030: Diseño Sismoresistente.

1. Cuadro N°2.1: Factores de zona

Factores de zona	
Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

(Fuente: Norma E030, Diseño Sismoresistente)



2. Gráfico 2.2: Zonas sísmicas del Perú

(Fuente: Norma E030, Diseño Sismoresistente)

2.4.2. Categoría de las edificaciones (U):

La edificación a diseñar se categoriza como “edificación común”, según la descripción de la Tabla N°5: Categoría de las edificaciones y factor U, de la Norma E030: Diseño Sismoresistente.

- Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.

2. Cuadro N°2.2: Factores de Uso

Factor de Uso		
Categoría	U	Tipo
E. esenciales	1.5	A
E. importantes	1.3	B
E. comunes	1	C
E. temporales		D

(Fuente: Elaboración propia)

2.4.3. Factor de Suelo (S):

El factor de suelo depende de los tipos de perfiles de suelo, dado que nuestro edificio será diseñado en la ciudad de Arequipa, se utilizará el perfil S2 correspondiente a un “suelo intermedio”, según la Tabla N°3 de la Norma E030: Diseño Sismoresistente.

3. Cuadro N°2.3: Factores de suelo

Factor de suelo S				
Zona/suelo	S0	S1	S2	S3
	Roca Dura	Suelo Rígido	Suelo Intermedio	Suelo Blando
4	0.8	1	1.05	1.1
3	0.8	1	1.15	1.2
2	0.8	1	1.2	1.4
1	0.8	1	1.6	2

(Fuente: Elaboración propia)

2.4.4. Factor de amplificación sísmica (C):

El factor de amplificación sísmica depende de los periodos “Tp” y “Tl”, y del tipo de perfil de suelo, según la Tabla N°4 de la Norma E030: Diseño Sismoresistente.

4. Cuadro N°2.4: Periodos Tp y Tl

Periodos Tp y Tl				
	S0	S1	S2	S3
	Roca Dura	Suelo Rígido	Suelo Interm	Suelo Blando
Tp	0.3	0.4	0.6	1
Tl	3	2.5	2	1.6

(Fuente: Elaboración propia)

En el siguiente cuadro se muestra el valor de “C” para cada condición, siendo Tp = 0.6, Tl = 2 (según el cuadro anterior) y T estará comprendido en un rango de valores entre 0 y 10, con los cuales se podrán tabular los valores necesarios para obtener la tabla final del espectro de respuesta.

5. Cuadro N°2.5: Factores de amplificación sísmica

Factor de amplificación sísmica		
$T < T_p$	C =	2.5
$T_p < T < T_l$	C =	$2.5(T_p/T)$
$T > T_l$	C =	$2.5(T_p \cdot T_l / T^2)$

(Fuente: Elaboración propia)

2.4.5. Factor de Reducción (R):

El factor de reducción se obtendrá según la Tabla N°7 y el inciso 3.4 Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R0), de la Norma E030: Diseño Sismoresistente.

El siguiente cuadro, es un resumen del cuadro original, donde se muestran los valores de “R” de los diferentes tipos de sistemas estructurales de concreto armado y otros.

6. Cuadro N°2.6: Sistemas Estructurales

Sistemas estructurales	
Concreto armado	R0
- Porticos	8
- Dual	7
- Muros estructurales	6
- Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería armada o confinada	3
Madera	7

(Fuente: Elaboración propia)

Debido al pre-dimensionamiento de los elementos estructurales, se supone un “R” de 6 en ambos sentidos, correspondiente a “Muros estructurales”, ya que tanto en la dirección “x” y en la dirección “y”, se cuentan con numerosas placas, las cuales se llevarían todo el esfuerzo de la cortante en la base del edificio.

Esta suposición se comprobará en el siguiente capítulo, donde se demostrará que porcentaje de la cortante basal se llevan las columnas y las placas correspondientemente.

Además, se realizarán las comprobaciones de las irregularidades de altura “Ia” y las irregularidades de piso “Ip”; siendo finalmente el valor de “ $R=R_0 \cdot I_a \cdot I_p$ ”, según el inciso 3.8 Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas R, de la Norma E030: Diseño Sismoresistente.

2.4.6. Espectro de aceleraciones:

En la siguiente tabla se mostrarán los valores que se utilizarán en el “ZUCS/R” para poder crear el espectro de respuesta.

7. Cuadro N°2.7: Resumen de datos

Resumen De Datos			
Zona	3	Z	0.35
Tipo De Edificacion	E. Comunes	U	1
Suelo Interm	S2	S	1.15
Factor De Reduccion	Muros Estructurales	R	6
Periodos		Tp	0.6
		Tl	2

(Fuente: Elaboración propia)

Nota: El valor de “C”, como lo describimos anteriormente, dependerá de los periodos T_p y T_l y de los valores de T (del 0 al 10), estos valores del “C” se obtendrán a partir de las formulas descritas en el Cuadro N°4: Factores de amplificación sísmica del inciso 2.4.4 de la presente tesis.

La fórmula para poder obtener el espectro de respuesta, se obtendrá a partir de las aceleraciones “ S_a ” según el inciso 4.6.2 Aceleración Espectral de la Norma E030: Diseño Sismoresistente.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

El valor de “ g ” esta por el valor de la gravedad: 9.81 m/s²

8. Cuadro N°2.8: Periodo vs Pseudo-aceleraciones

T	Sa
0	1.64521875
0.1	1.64521875
0.2	1.64521875
0.3	1.64521875
0.4	1.64521875
0.5	1.64521875
0.6	1.64521875
0.7	1.4101875
0.8	1.23391406
0.9	1.0968125

T	Sa
1	0.98713125
1.1	0.89739205
1.2	0.82260938
1.3	0.75933173
1.4	0.70509375
1.5	0.6580875
1.6	0.61695703
1.7	0.58066544
1.8	0.54840625
1.9	0.51954276

T	Sa
2	0.49356563
2.1	0.44767857
2.2	0.40790548
2.3	0.37320652
2.4	0.34275391
2.5	0.315882
2.6	0.29205067
2.7	0.2708179
2.8	0.2518192
2.9	0.23475178

T	Sa
3	0.2193625
3.1	0.20543835
3.2	0.19279907
3.3	0.18129132
3.4	0.17078395
3.5	0.16116429
3.6	0.15233507
3.7	0.14421202
3.8	0.13672178
3.9	0.1298003

T	Sa
4	0.12339141
4.1	0.11744572
4.2	0.11191964
4.3	0.10677461
4.4	0.10197637
4.5	0.09749444
4.6	0.09330163
4.7	0.08937359
4.8	0.08568848
4.9	0.08222668

T	Sa
5	0.0789705
5.1	0.07590398
5.2	0.07301267
5.3	0.07028346
5.4	0.06770448
5.5	0.06526488
5.6	0.0629548
5.7	0.06076524
5.8	0.05868795
5.9	0.05671538

T	Sa
6	0.05484063
6.1	0.05305731
6.2	0.05135959
6.3	0.04974206
6.4	0.04819977
6.5	0.04672811
6.6	0.04532283
6.7	0.04398001
6.8	0.04269599
6.9	0.04146739

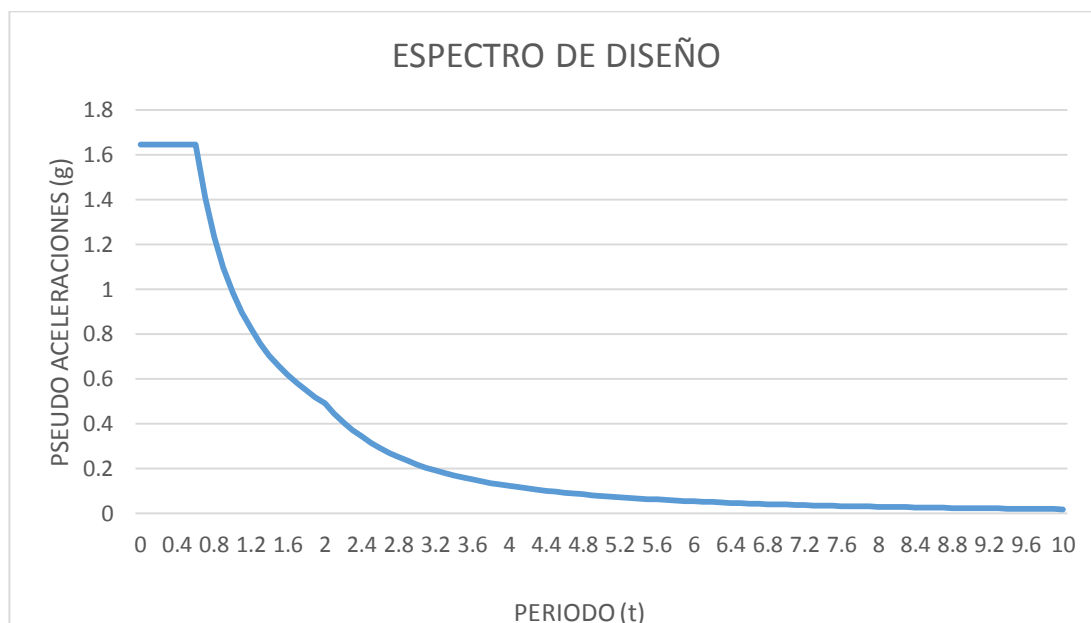
T	Sa
7	0.04029107
7.1	0.0391641
7.2	0.03808377
7.3	0.03704752
7.4	0.036053
7.5	0.035098
7.6	0.03418044
7.7	0.03329841
7.8	0.03245007
7.9	0.03163375

T	Sa
8	0.03084785
8.1	0.03009088
8.2	0.02936143
8.3	0.02865819
8.4	0.02797991
8.5	0.02732543
8.6	0.02669365
8.7	0.02608353
8.8	0.02549409
8.9	0.02492441

T	Sa
9	0.02437361
9.1	0.02384087
9.2	0.02332541
9.3	0.02282648
9.4	0.0223434
9.5	0.02187548
9.6	0.02142212
9.7	0.0209827
9.8	0.02055667
9.9	0.02014348
10	0.01974263

(Fuente: Elaboración propia)

Con los valores del Cuadro N°2.8: Periodo vs Pseudo-aceleraciones, se obtendrá el espectro de diseño que se mostrará a continuación.



3. Gráfico 2.3: Espectro de diseño
(Fuente: Elaboración propia)

2.5. COMBINACIONES DE CARGA:

Según el inciso 10.2.1 del Artículo 10: Requisitos generales de resistencia y de servicio, de la Norma E060: Concreto Amado; obtendremos las siguientes combinaciones de carga, las cuales muestran la resistencia requerida para las cargas muertas (CM), cargas vivas (CV) y cargas de sismo (CS).

- **Combinación 1** = 1.4 CM + 1.7 CV
- **Combinación 2** = 1.25 CM + 1.25 CV + CS
- **Combinación 3** = 1.25 CM + 1.25 CV - C S
- **Combinación 4** = 0.9 CM + C S
- **Combinación 5** = 0.9 CM - C S
- **ENVOLVENTE** = comb1 + comb2 + comb3 + comb4 + comb5

CAPITULO III

3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

3.1. MODELAMIENTO EN EL PROGRAMA ETABS

El modelamiento del edificio se realizará con el programa Etabs 9.7 y se trabajaran con unidades en ton-m.

3.1.1. Definición de materiales:

Se definirán los siguientes materiales:

- **CONC210:** Este material será utilizado en columnas, vigas y placas. Tiene las siguientes características:
 - Tipo de diseño : Concreto
 - Peso por unidad de volumen : 2.4
 - Módulo de elasticidad : $15100 \times \sqrt{210} = 2188197.89 \text{ tn/m}^2$
 - Resistencia a la compresión $f'c$: 2100 tn/m²
 - Resistencia a la tracción f_y : 42000 tn/m²

3.1.2. Definición de las secciones de los elementos tipo frame (Frame Properties):

- **COL25x50:**
 - Material : CONC210
 - Ancho (width) : 0.25 m
 - Profundidad (depth) : 0.50 m
 - Tipo de refuerzo : rectangular
 - Tipo de diseño : columna
 - Recubrimiento : 0.04 m
- **VIG25x40:**
 - Material : CONC210
 - Ancho (width) : 0.25 m
 - Peralte (depth) : 0.40 m
 - Tipo de refuerzo : rectangular
 - Tipo de diseño : viga
 - Recubrimiento : 0.06 m

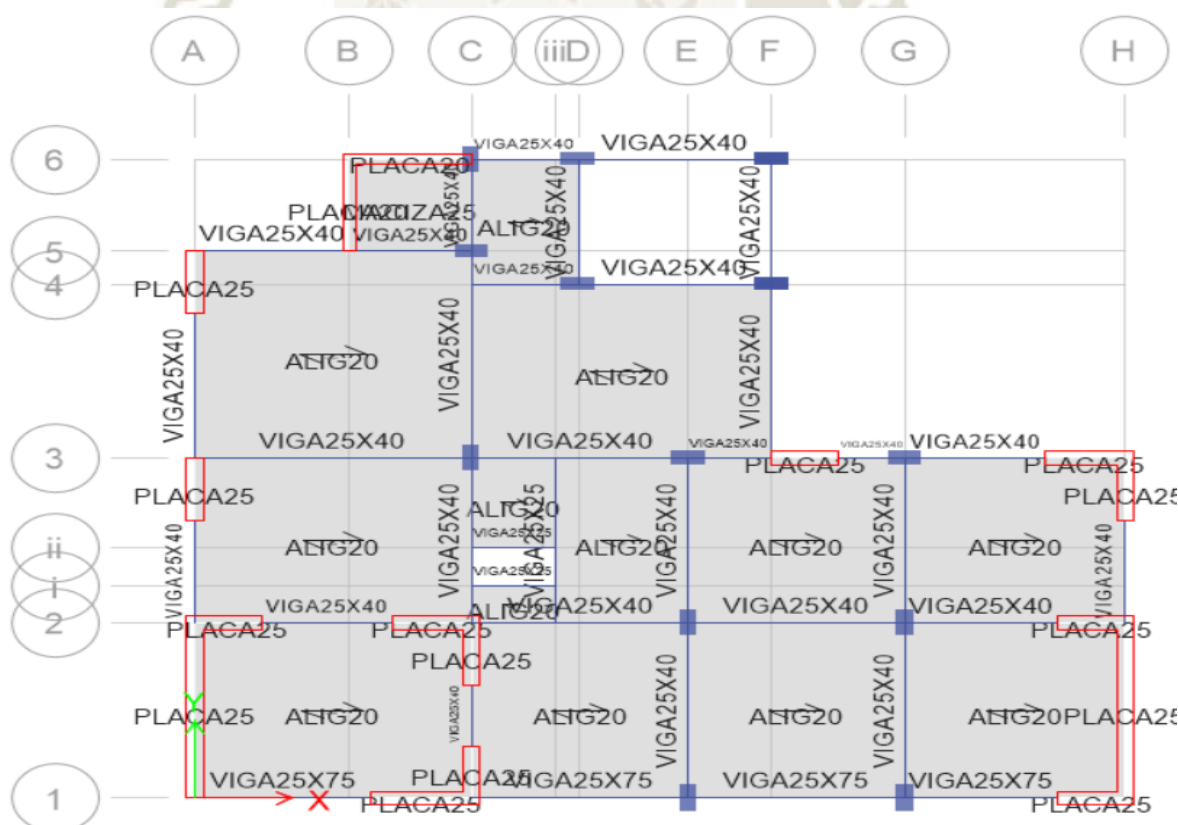
- **VIG25x75:** vigas situadas sobre el eje 1 del edificio.
 - Material : CONC210
 - Ancho (width) : 0.25 m
 - Peralte (depth) : 0.75 m
 - Tipo de refuerzo : rectangular
 - Tipo de diseño : viga
 - Recubrimiento : 0.06 m
- **VIG25x25:** Esta viga se utilizará para enmarcar un ducto de ventilación en el centro de la edificación.
 - Material : CONC210
 - Ancho (width) : 0.25 m
 - Peralte (depth) : 0.25 m
 - Tipo de refuerzo : rectangular
 - Tipo de diseño : viga
 - Recubrimiento : 0.03 m

3.1.3. Definir muros, losas y cubiertas (Wall, Slab, Deck sections):

- **PLACA20:** Esta propiedad se utilizará sólo para la placa del ascensor.
 - Material : CONC210
 - Espesor (Thickness) : 0.2 m
 - Tipo : Shell
- **PLACA25:** Esta propiedad se utilizará para el resto de las placas.
 - Material : CONC210
 - Espesor (Thickness) : 0.25 m
 - Tipo : Shell
- **ALIG20:** Esta propiedad se utilizará solo para las losas.
 - Material : concreto
 - Espesor (Thickness) : 0.125 m
 - Tipo : Membrane
 - Distribución de carga : one way distribution

- **LOSAMAUNI20:** Esta propiedad se utilizará solo para escalera, la cual estará definida como una losa maciza unidireccional de 20 cm de espesor.
 - Material : concreto
 - Espesor (Thickness) : 0.20 m
 - Tipo : Membrane
 - Distribución de carga : one way distribution
- **MACIZA25:** Esta propiedad se utilizará solo para el techo del ascensor.
 - Material : concreto
 - Espesor (Thickness) : 0.25 m
 - Tipo : Membrane
 - Distribución de carga : bidireccional

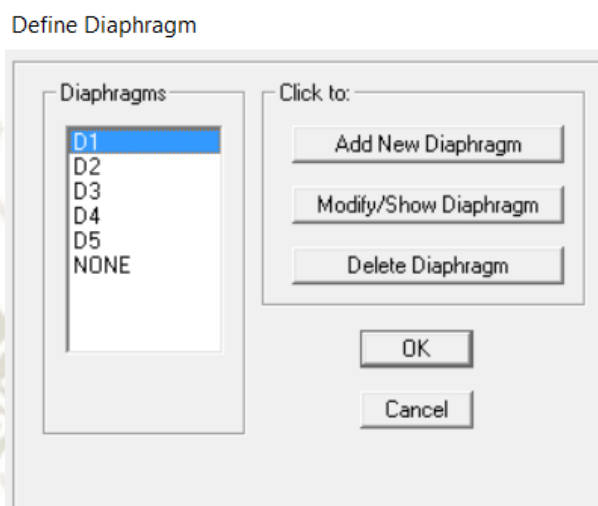
Una vez definido el material y las secciones de los elementos estructurales, se procede a dibujar en el programa la ubicación de las columnas, vigas y placas; como se puede ver en el siguiente gráfico.



4. Gráfico 3.1: Modelamiento del edificio en el programa ETABS
(Fuente: Elaboración propia)

3.1.4. Definir diafragmas:

Se crearán 5 diafragmas, ya que nuestro edificio tiene 5 niveles. Posteriormente se asignará un diafragma por piso.



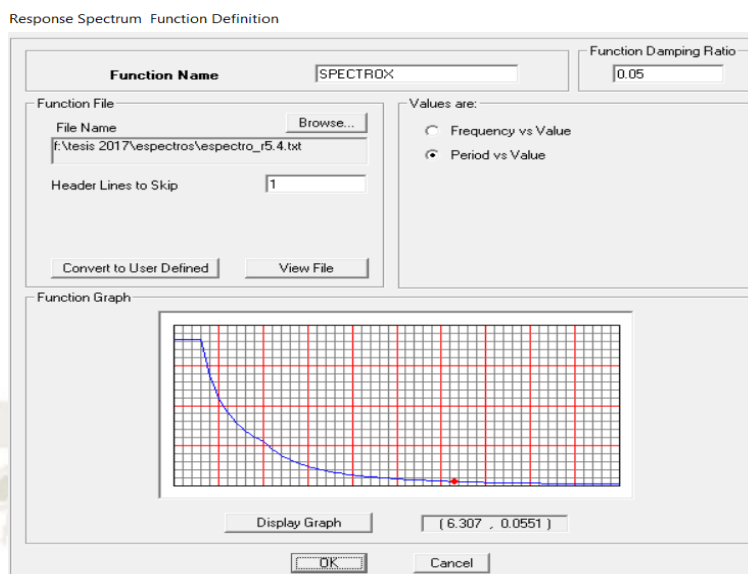
5. Gráfico 3.2: Definición de diafragmas

(Fuente: Elaboración propia, usando Etabs)

3.1.5. Definir espectro de respuesta:

Se crearán dos espectros de respuesta, uno para cada sentido “x” y “y”; se insertará en cada dirección, el espectro de respuesta creado en el capítulo anterior de la presente tesis, inciso 2.4. Carga Sísmica, como se puede observar en la figura 2.3: Espectro de diseño.

En este caso, el espectro para el sentido “x” (SPECTROX) y para el sentido “y” (SPECTROY) es el mismo; ya que el edificio a diseñar tiene el mismo sistema estructural (mismo valor del “R”) en ambas direcciones.



6. Grafico 3.3: Definición de la función del espectro de respuesta
(Fuente: Elaboración propia, usando Etabs)

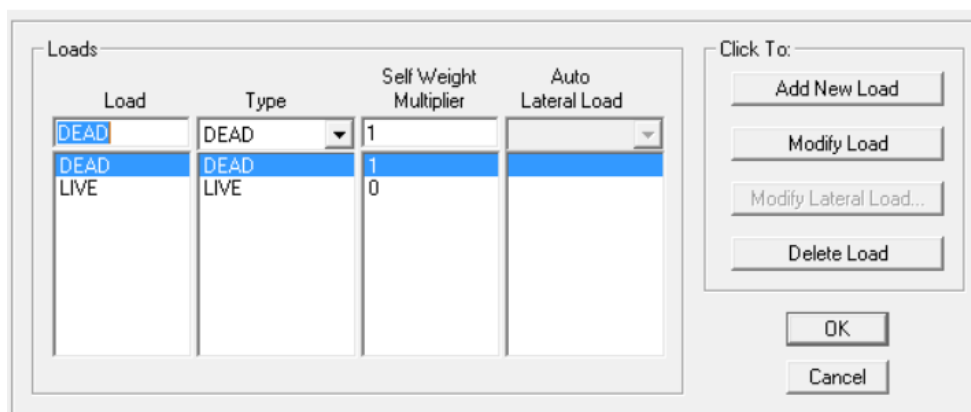
3.1.6. Definición de los casos de cargas estáticas (Static load cases):

Solo se crearán dos tipos de cargas: la carga muerta (Dead) y la carga viva (Live).

En el modelamiento de la edificación por el programa Etabs, se considerará el siguiente factor de carga muerta para vigas, columnas y placas:

- La carga “DEAD” con un valor de “1” para que el programa calcule el peso propio de cada elemento estructural.

Define Static Load Case Names



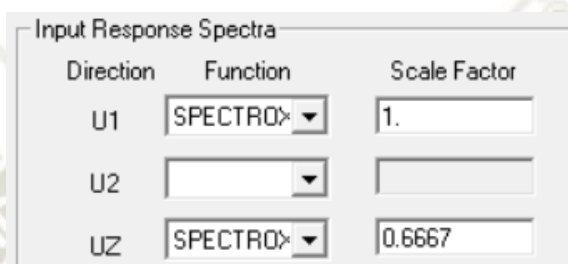
7. Gráfico 3.4: Casos de carga estática
(Fuente: Elaboración propia, usando Etabs)

3.1.7 Definición de respuesta espectral:

Se crearán dos tipos respuesta espectral, con las siguientes características:

- **ESPXX1:**

- Amortiguamiento (damping) : 0.05
- Modal combination : SRSS
- Directional combination : SRSS
- Input response spectra:



Direction	Function	Scale Factor
U1	SPECTROX	1.
U2		
UZ	SPECTROX	0.6667

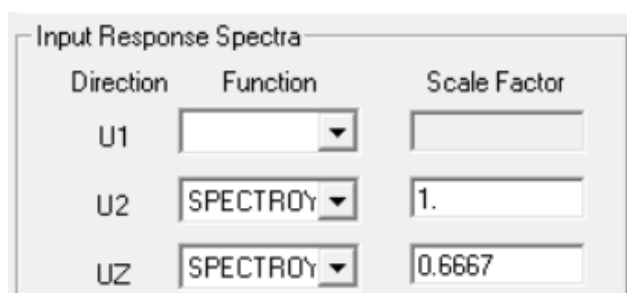
8. Gráfico 3.5: Input response spectra ESPXX1

(Fuente: Elaboración propia, usando Etabs)

En la dirección U1 se insertará el SPECTROX con un factor de 1 como y en la dirección UZ se insertará el SPECTROX nuevamente, pero con un factor de 2/3 como se muestra en la figura.

- **ESPY1:**

- Amortiguamiento (damping) : 0.05
- Modal combination : SRSS
- Directional combination : SRSS
- Input response spectra:



Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	SPECTROY	1.
UZ	SPECTROY	0.6667

9. Gráfico 3.6: Input response spectra ESPYY1

(Fuente: Elaboración propia, usando Etabs)

En la dirección U2 se insertará el SPECTROY con un factor de 1 como y en la dirección UZ se insertará el SPECTROY nuevamente, pero con un factor de 2/3 como se muestra en la figura.

Nota: La fuerza sísmica vertical se considerará como 2/3 de la fuerza horizontal, según el inciso 6.5 de la Norma E030: Diseño Sismoresistente.

3.1.8. Definir Combinaciones de carga:

Se definirán las siguientes combinaciones de carga, tomando en cuenta las combinaciones de carga descritas en el capítulo anterior.

- **COMB 1** = 1.4 DEAD + 1.7 LIVE
- **COMB 2** = 1.25 DEAD + 1.25 LIVE + ESPXX1 + 0.33 ESPYY1
- **COMB 3** = 1.25 DEAD + 1.25 LIVE + ESPYY1 + 0.33 ESPXX1
- **COMB 4** = 0.9 DEAD + ESPXX1 + 0.33 ESPYY1
- **COMB 5** = 0.9 DEAD + ESPYY1 + 0.33 ESPXX1
- **ENVX** = COMB1 + COMB2 + COMB4
- **ENVY** = COMB1 + COMB3 + COMB5
- **ENVOLVE** = ENVX + ENVY

3.1.9. Definición de la masa (Define Mass Source):

El peso del edificio se calcula tomando en cuenta la carga muerta total (Dead) de la edificación y un porcentaje de la carga viva (Live), el cual corresponde al 25 % para edificaciones del Tipo C, según el inciso 4.3 de la Norma E030: Diseño Sismoresistente.

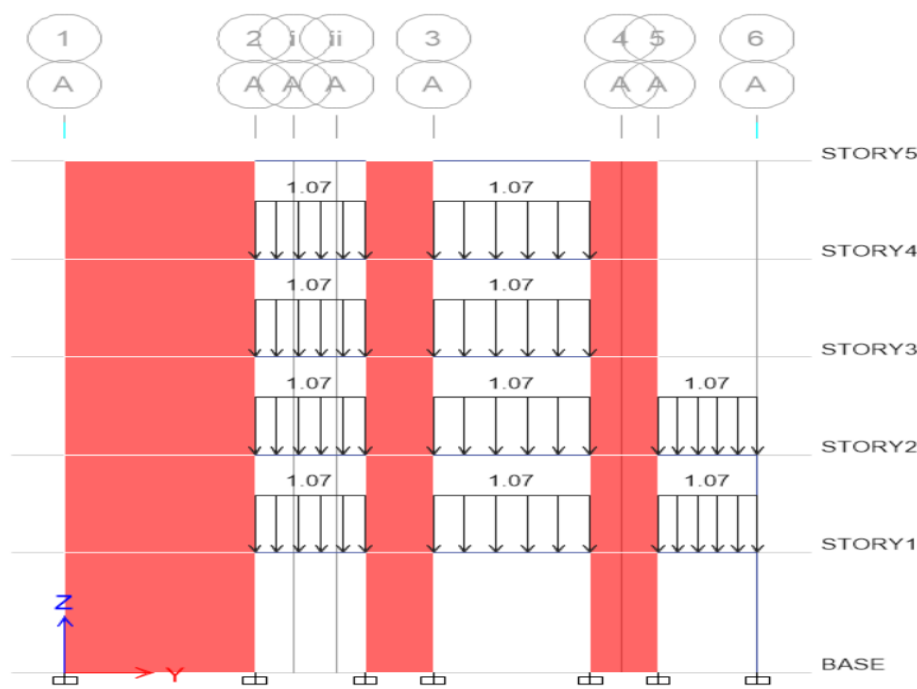
- Carga muerta (DEAD) = 1
- Carga viva (LIVE) = 0.25

3.1.10. Asignación de cargas:

Una vez definidas todas las características y parámetros de diseño, se procede a asignar las cargas a elementos “frame” y a elementos “Área”.

- **Asignación de cargas a elementos Frame:**

Se asignan las cargas muertas correspondientes a la tabiquería del edificio sobre las vigas que conforman el perímetro del edificio como, por ejemplo, sobre el eje A, como se verá en la siguiente imagen:



10. Gráfico 3.7: Carga muerta de tabiquería sobre el eje A
(Fuente: Elaboración propia, usando Etabs)

- **Asignación de cargas a elementos Shell/Área:**

Las cargas muertas correspondientes a la tabiquería del edificio y la carga viva del mismo, se asignan sobre los paños de losa de todo el edificio. Teniendo en cuenta que la carga viva en el último piso es menor que la de los pisos inferiores, como se explicó en el capítulo 2, inciso 2.2.1 de la presente tesis.

3.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO:

3.2.1. Análisis Lineal Estático:

Después de realizar el “Análisis Lineal Estático” del edificio modelado en el programa Etabs, se obtienen los resultados de las derivas en cada piso (desplazamientos laterales en metros), en la dirección “x” y en la dirección “y”.

9. Cuadro N°3.1: Derivas por piso (Story Drifts)

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY5	Max Drift X	ESPXX1	33	13.44	0	13.85	0.000793	
STORY5	Max Drift Y	ESPXX1	30	13.94	0	13.85		0.000219
STORY5	Max Drift X	ESPYY1	15-1	8.65	12.21	12.525	0.0001	
STORY5	Max Drift Y	ESPYY1	40	0	10.46	13.85		0.000485
STORY4	Max Drift X	ESPXX1	33	13.44	0	11.2	0.00093	
STORY4	Max Drift Y	ESPXX1	39	13.94	5.3	11.2		0.000256
STORY4	Max Drift X	ESPYY1	19	2.32	12.21	11.2	0.0001	
STORY4	Max Drift Y	ESPYY1	40	0	10.46	11.2		0.000499
STORY3	Max Drift X	ESPXX1	33	13.44	0	8.55	0.000994	
STORY3	Max Drift Y	ESPXX1	39	13.94	5.3	8.55		0.000269
STORY3	Max Drift X	ESPYY1	19	2.32	12.21	8.55	0.000096	
STORY3	Max Drift Y	ESPYY1	40	0	10.46	8.55		0.000472
STORY2	Max Drift X	ESPXX1	33	13.44	0	5.9	0.000922	
STORY2	Max Drift Y	ESPXX1	39	13.94	5.3	5.9		0.000252
STORY2	Max Drift X	ESPYY1	19	2.32	12.21	5.9	0.000081	
STORY2	Max Drift Y	ESPYY1	40	0	10.46	5.9		0.000388
STORY1	Max Drift X	ESPXX1	33	13.44	0	3.25	0.000463	
STORY1	Max Drift Y	ESPXX1	37	13.94	6.5	3.25		0.000127
STORY1	Max Drift X	ESPYY1	19	2.32	12.21	3.25	0.00004	
STORY1	Max Drift Y	ESPYY1	40	0	10.46	3.25		0.00019

(Fuente: Elaboración propia)

Con el resultado de este cuadro, se buscarán los valores máximos de las derivas en ambas direcciones (DriftX y DriftY), de todo el edificio, sin importar en que piso se encuentre este valor.

Según el inciso 3.5 de la Norma E030: Diseño Sismoresistente, se considera que una estructura es irregular si presenta una o más irregularidades indicadas en las N°8 y N°9 de la misma norma. Se hace la suposición que el edificio es irregular por la forma que tiene arquitectónicamente, estas irregularidades se comprobarán más adelante en el inciso 3.2.3 de la presente tesis.

Una vez obtenidos los máximos valores de las derivas, se multiplicará este valor por 0.75R si la estructura del edificio es regular o por R si es irregular, según se describe en el inciso 5.1 de la Norma E030: Diseño Sismoresistente.

10. Cuadro N°3.2: Tipo de estructura del edificio

Tipo de Estructura	
Regular	0.75
Irregular	1

(Fuente: Elaboración propia)

Finalmente se verifica que los máximos desplazamientos laterales relativos, no excedan los límites para la distorsión del entrepiso, según la Tabla N°11 de la Norma E030: Diseño Sismoresistente.

11. Cuadro N°3.3: Límites para la distorsión del entrepiso

Límites Para Distorsión Del Entrepiso	
Material	Δ/h
Concreto armado	0.007
Acero	0.01
Albañilería	0.005
Madera	0.01
Edificios de CA con muros de ductilidad limitada	0.005

(Fuente: Elaboración propia)

12. Cuadro N°3.4: Desplazamientos laterales relativos

	X	Y
R =	6	6
Estructura	Irregular	Irregular
Coeficiente	1	1
Max drift	0.000994	0.000499
R*coef*max	0.005964	0.002994
	CUMPLE	CUMPLE

(Fuente: Elaboración propia)

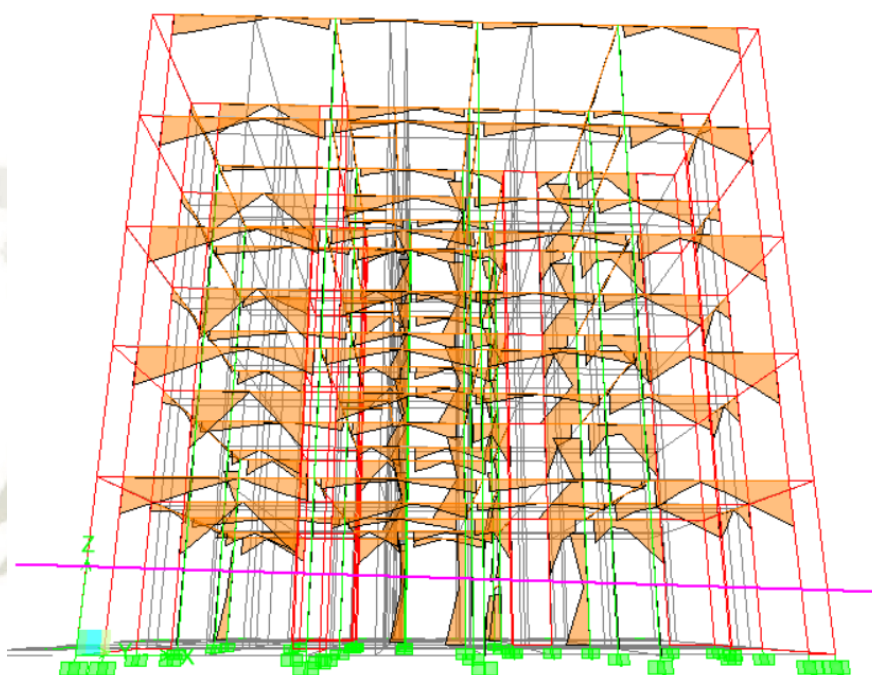
Con los resultados del cuadro anterior, podemos deducir que nuestro modelamiento en el programa Etabs, es correcto y que nuestro edificio cumple con los parámetros de diseño.

3.2.2. Verificación del R:

Para verificar que porcentaje de la cortante se llevan las placas y columnas se realiza el siguiente procedimiento:

Para el “Sismo X”:

- Visualizar el modelo del edificio en 3D
- Ir a la opción  “Show member forces/Stress diagram”
→Frame/Pier/Spandrel Forces → Seleccionar la carga ESPXX1
- Se dibujara una línea horizontal, cortando todas las columnas y placas del primer piso. Draw / Draw section cut



11. Gráfico 3.8: Línea cortante en la base del edificio
(Fuente: Elaboración propia usando Etabs)

- Se visualiza el siguiente cuadro, donde se selecciona solo columnas y muros para ver el cortante total del edificio en la base, en la Fuerza 1.

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-10.9015	-6.1114
End Point	12.1521	-5.5958

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	0.6253	-5.8536	0.	1.2812

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	122.9793	20.2899	2.010E-12	122.9793	20.2899	1.945E-12
Moment	200.696	1217.8798	1354.0861	200.696	1217.8798	1354.0861

12. Gráfico 3.9: Cortante total en la base
(Fuente: Elaboración propia usando Etabs)

- En el cuadro anterior, se le quitará el check a las columnas, para poder visualizar solo las fuerzas cortantes presentes en las placas.

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-10.9015	-6.1114
End Point	12.1521	-5.5958

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	0.6253	-5.8536	0.	1.2812

Include ☒ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	114.2786	19.367	27.0427	114.2786	19.367	27.0427
Moment	821.9096	1108.3248	1234.7403	821.9096	1108.3248	1234.7403

13. Gráfico 3.10: Cortante total en las placas
(Fuente: Elaboración propia usando Etabs)

- A partir de estos resultados, podemos calcular que porcentaje de la cortante basal se llevan las placas.

$$\text{Cortante total} = F_x = 122.97 \text{ tnf}$$

$$\text{Cortante en placas} = F_x \text{ placas} = 114.28 \text{ tnf}$$

$$\frac{F_{x_{\text{placa}}}}{F_x} \times 100\% = \% \text{ placas} = 93\%$$

Según el inciso 3.2.1 de la Norma E030: Diseño Sismoresistente, si el porcentaje de la cortante basal en las placas es mayor del 70%, se considera que el tipo de sistema estructural es de “Muros Estructurales”

En el “Sismo X” se comprobó que el tipo de sistema estructural es de “Muros Estructurales”.

Para el “Sismo Y”:

Se realiza el mismo procedimiento que el “Sismo X”, eligiendo en el paso 2 el espectro “ESPYY2”, y en el paso 3 y 4 se visualizan las “Fuerzas en 2”; obteniendo los siguientes resultados:

$$\text{Cortante total} = F_x = 116.60 \text{ tnf}$$

$$\text{Cortante en placas} = F_x \text{ placas} = 113.75 \text{ tnf}$$

$$\frac{F_{x_{placa}}}{F_x} \times 100\% = \% \text{ placas} = 97\%$$

En el “Sismo Y” se comprobó que el tipo de sistema estructural es de “Muros Estructurales”.

3.2.3. Comprobación de irregularidades:

Según las tablas N°8 y N°9 de la Norma E030: Diseño Sismoresistente, se tienen las siguientes irregularidades:

3.2.3.1. Irregularidades estructurales en altura:

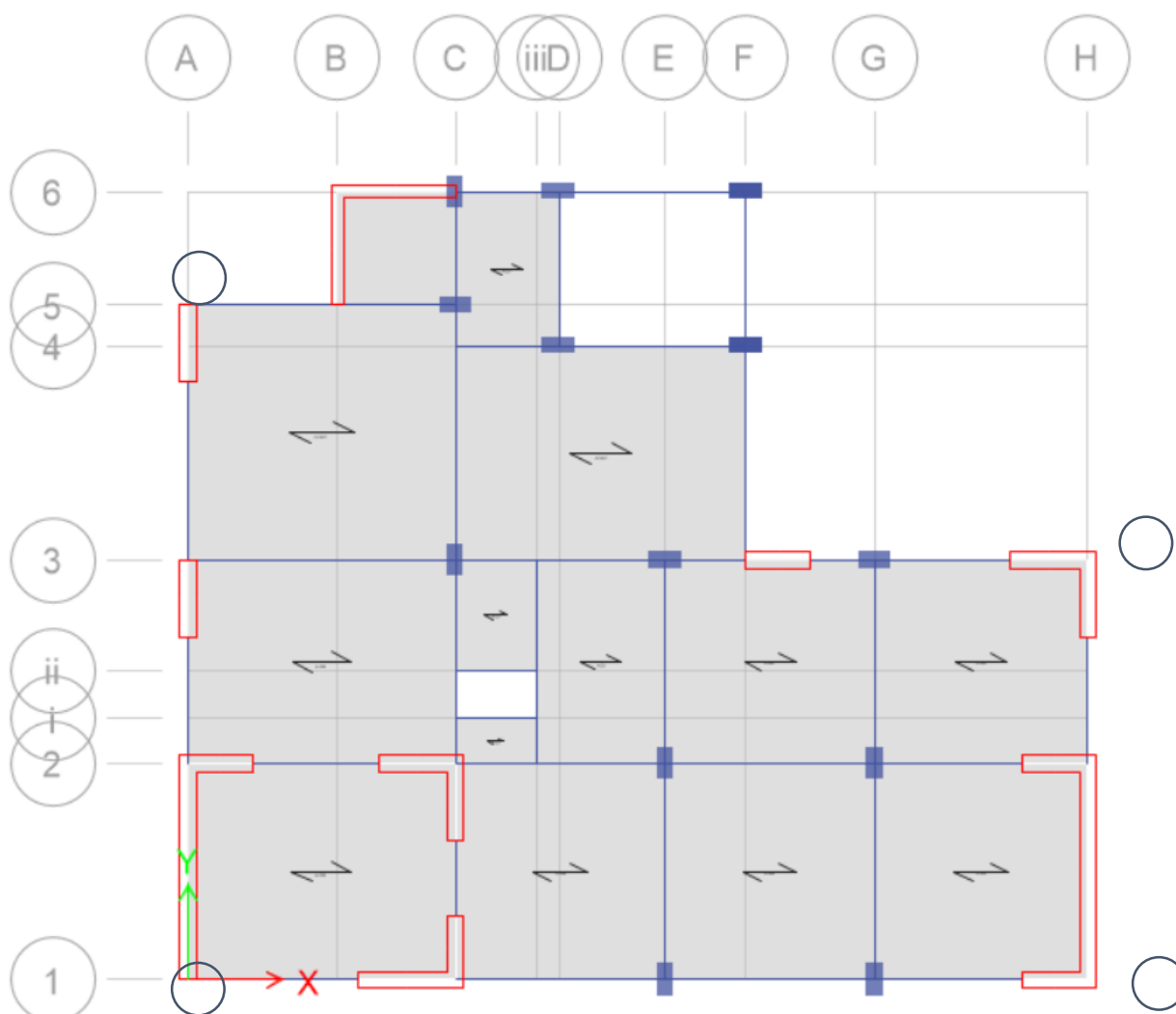
13. Cuadro N°3.5: Irregularidades estructurales en altura

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de irregularidad "Ia"
Irregularidad de resistencia - Piso Débil Irregularidad de rigidez - Piso blando	0.75
Irregularidad extrema de rigidez Irregularidad extrema de resistencia	0.5
Irregularidad de masa o peso	0.9
Irregularidad geometrica vertical	0.9
Discontinuidad en los sistemas existentes	0.8
Discontinuidad extrema de los sistemas existentes	0.6

(Fuente: Elaboración propia)

3.2.3.1.1. Irregularidad de rigidez – Piso blando:

Paso 1: Se eligen 4 puntos de la vista en planta del edificio.



14. Gráfico 3.11: Irregularidad de resistencia – Piso blando

(Fuente: Elaboración propia usando Etabs)

Paso 2: Se obtienen del programa Etabs los desplazamientos de cada punto.

14. Cuadro N°3.6: Irregularidad de rigidez – Piso blando: Desplazamiento en los puntos

		DESPLAZAMIENTO EN LOS PUNTOS			
		PUNTO H1	PUNTO A1	PUNTO A5	PUNTO H3
Sentido "X"	PISO 5	0.0063	0.0063	0.0055	0.0058
	PISO 4	0.00527	0.00527	0.0045	0.0048
	PISO 3	0.00397	0.00397	0.0034	0.0036
	PISO 2	0.00248	0.00248	0.0021	0.0022
	PISO 1	0.00098	0.00098	0.000825	0.00088

		PUNTO H1	PUNTO A1	PUNTO A5	PUNTO H3
Sentido "Y"	PISO 5	0.0031	0.0039	0.0039	0.0031
	PISO 4	0.0024	0.0031	0.0031	0.0024
	PISO 3	0.0017	0.0022	0.0022	0.0017
	PISO 2	0.00099	0.0013	0.0013	0.00099
	PISO 1	0.00038	0.00049	0.00049	0.00038

(Fuente: Elaboración propia)

Paso 3: Se hallan los drifts de cada punto a partir de la siguiente fórmula:

$$D_i = \frac{\Delta_{i+1} - \Delta_i}{h}$$

Donde:

D_i = Drift del piso "i"

Δ_{i+1} = Desplazamiento del piso superior "i+1"

Δ_i = Desplazamiento del piso "i"

h = Altura entre el piso "i" y "el piso "i+1"

15. Cuadro N°3.7: Irregularidad de rigidez – Piso blando: Cálculo de las derivas

CALCULO DE DERIVAS					
		DRIFT H1	DRIFT A1	DRIFT A5	DRIFT H3
Sentido "X"	D4	0.00038868	0.0004	0.00037736	0.00037736
	D3	0.00049057	0.0005	0.00041509	0.00045283
	D2	0.00056226	0.0006	0.00049057	0.0005283
	D1	0.00056604	0.0006	0.00048113	0.00049811

		DRIFT H1	DRIFT A1	DRIFT A5	DRIFT H3
Sentido "Y"	D4	0.00026415	0.0003	0.00030189	0.00026415
	D3	0.00026415	0.0003	0.00033962	0.00026415
	D2	0.00026792	0.0003	0.00033962	0.00026792
	D1	0.00023019	0.0003	0.00030566	0.00023019

(Fuente: Elaboración propia)

Paso 4: Se comparan los drifts para saber si la distorsión del entepiso es mayor que 1.4 veces el valor del entepiso inmediato superior.

$$\frac{\Delta_{i+1}}{\Delta_i} \times 100 < 140 \%$$

16. Cuadro N°3.8: Irregularidad de rigidez – Piso blando: Comparación de las derivas

COMPARACION DE DRIFTS					
		D - H1	D - A1	D - A5	D - H3
Sentido "X"	D4/D3	79.2307692	79.2307692	90.9090909	83.3333333
	D3/D2	87.2483221	87.2483221	84.6153846	85.7142857
	D2/D1	99.3333333	99.3333333	101.960784	106.060606

		D - H1	D - A1	D - A5	D - H3
Sentido "Y"	D4/D3	100	88.8888889	88.8888889	100
	D3/D2	98.5915493	100	100	98.5915493
	D2/D1	116.393443	111.111111	111.111111	116.393443

(Fuente: Elaboración propia)

Paso 5: Se halla el promedio de los desplazamientos de cada punto, para calcular las distorsiones de cada entepiso, siguiendo los pasos anteriores.

17. Cuadro N°3.9: Irregularidad de rigidez – Piso blando: Promedios 1

Sentido "X"								
PROMEDIOS DESPLAZAMIENTOS				PROMEDIOS DRIFTS			PROMEDIOS COMPARACION	
H1 - A5	A1 - H3			DRIFT H1 -A5	DRIFT A1 - H3		D(H1 - A5)	D(A1 - H3)
PISO 5	0.0059	0.00605	D4	0.00038302	0.00038302	D4/D3	84.5833333	81.2
PISO 4	0.004885	0.005035	D3	0.00045283	0.0004717	D3/D2	86.0215054	86.5051903
PISO 3	0.003685	0.003785	D2	0.00052642	0.00054528	D2/D1	100.540541	102.48227
PISO 2	0.00229	0.00234	D1	0.00052358	0.00053208			
PISO 1	0.0009025	0.00093						

Sentido "Y"								
PROMEDIOS DESPLAZAMIENTOS				PROMEDIOS DRIFTS			PROMEDIOS COMPARACION	
H1 - A5	A1 - H3			DRIFT H1 -A5	DRIFT A1 - H3		D(H1 - A5)	D(A1 - H3)
PISO 5	0.0035	0.0035	D4	0.00028302	0.00028302	D4/D3	93.75	93.75
PISO 4	0.00275	0.00275	D3	0.00030189	0.00030189	D3/D2	99.378882	99.378882
PISO 3	0.00195	0.00195	D2	0.00030377	0.00030377	D2/D1	113.380282	113.380282
PISO 2	0.001145	0.001145	D1	0.00026792	0.00026792			
PISO 1	0.000435	0.000435						

(Fuente: Elaboración propia)

Paso 6: Se comparan los drifts para saber si la distorsión del entrepiso es mayor que 1.25 veces promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes.

$$\frac{D_4 + D_3 + D_2}{3} < 1.25 D_1$$

18. Cuadro N°3.10: Irregularidad de rigidez – Piso blando: Promedios 2

	DRIFT H1 -A5	DRIFT A1 - H3
Sentido "X"	0.86726727	0.87706856
Sentido "Y"	1.1056338	1.1056338

(Fuente: Elaboración propia)

Nota: Con la comprobación de esta irregularidad, se puede concluir que no existe irregularidad de piso blando en el edificio.

3.2.3.1.2. Irregularidad de resistencia – Piso débil:

Según la tabla N°8 de la Norma E030: Diseño Sismoresistente, existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

$$\frac{P_i}{P_{i+1}} \times 100 < 80 \%$$

19. Cuadro N°3.11: Irregularidad de resistencia – Piso débil: Promedios 2

	Sentido "X"		Sentido "Y"	
	FUERZAS CORTANTES	%	FUERZAS CORTANTES	%
PISO 5	35.74	-	37.19	-
PISO 4	70.49	197.229994	69.96	188.115085
PISO 3	95.73	135.806497	92.97	132.890223
PISO 2	113.11	118.155228	108.63	116.844143
PISO 1	120.65	106.666077	115.97	106.756881

(Fuente: Elaboración propia)

Nota: Con la comprobación de esta irregularidad, se puede concluir que no existe irregularidad de piso débil en el edificio, ya que los valores de los porcentajes mostrados en el cuadro son mayores al 80%.

3.2.3.1.3. Irregularidad extrema de rigidez:

No aplica, ya que no existe irregularidad de piso blando en el edificio.

3.2.3.1.4. Irregularidad extrema de resistencia:

No aplica, ya que no existe irregularidad de piso débil en el edificio.

3.2.3.1.5. Irregularidad de masa o peso:

Según la tabla N°8 de la Norma E030: Diseño Sismoresistente, se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.

20. Cuadro N°3.12: Irregularidad de masa o peso

	Masa (tn s2/m)	Peso (tn)	%
Piso 1	15.81	155.0961	-
Piso 2	17.53	171.9693	110.87919
Piso 3	18.53	181.7793	105.704507
Piso 4	19.91	195.3171	107.447383
Piso 5	15.51	152.1531	77.9005525

(Fuente: Elaboración propia)

Nota: Con la comprobación de esta irregularidad, se puede concluir que no existe irregularidad de masa o peso en el edificio, ya que los valores de los porcentajes mostrados en el cuadro son menores al 150%.

3.2.3.1.6. Irregularidad geométrica vertical:

No aplica ya que el área de los pisos del edificio no cambia.

3.2.3.1.7. Discontinuidad en los sistemas resistentes:

No aplica ya que los elementos estructurales del edificio como columnas y placas, son continuos verticalmente del primer al último piso, y no salen de su eje en los pisos adyacentes.

3.2.3.1.8. Discontinuidad extrema:

No aplica ya que no existe discontinuidad en los sistemas resistentes.

3.2.3.2. Irregularidades estructurales en planta:

21. Cuadro N°3.13: Irregularidades estructurales en planta

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de irregularidad "Ip"
Irregularidad torsional	0.75
Irregularidad torsonal extrema	0.6
Esquinas entrantes	0.9
Discontinuidad del diafragma	0.6
Sistemas no paralelos	0.9

(Fuente: Elaboración propia)

3.2.3.2.1. Irregularidad torsional:

Según la tabla N°9 de la Norma E030: Diseño Sismoresistente, existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{max}), es mayor que 1,2

veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}).

22. Cuadro N°3.14: Irregularidad torsional

		Derivas				Sismo X	Porcentajes			
		DRIFT H1	DRIFT A1	DRIFT A5	DRIFT H3	Drift X	% H1 - X	% A1 - X	% A5 - X	% H3 - X
Sentido "X"	D4	0.00039	0.00039	0.00038	0.00038	0.00041	95.73	95.73	92.95	92.95
	D3	0.00049	0.00049	0.00042	0.00045	0.00049	99.30	99.30	84.03	91.67
	D2	0.00056	0.00056	0.00049	0.00053	0.00057	99.34	99.34	86.67	93.34
	D1	0.00057	0.00057	0.00048	0.00050	0.00057	100.01	100.01	85.01	88.01

		Derivas				Sismo Y	Porcentajes			
		DRIFT H1	DRIFT A1	DRIFT A5	DRIFT H3	Drift Y	% H1 - Y	% A1 - Y	% A5 - Y	% H3 - Y
Sentido "Y"	D4	0.00026	0.00030	0.00030	0.00026	0.00032	83.33	95.23	95.23	83.33
	D3	0.00026	0.00034	0.00034	0.00026	0.00035	76.12	97.87	97.87	76.12
	D2	0.00027	0.00034	0.00034	0.00027	0.00034	77.89	98.73	98.73	77.89
	D1	0.00023	0.00031	0.00031	0.00023	0.00030	76.22	101.21	101.21	76.22

(Fuente: Elaboración propia)

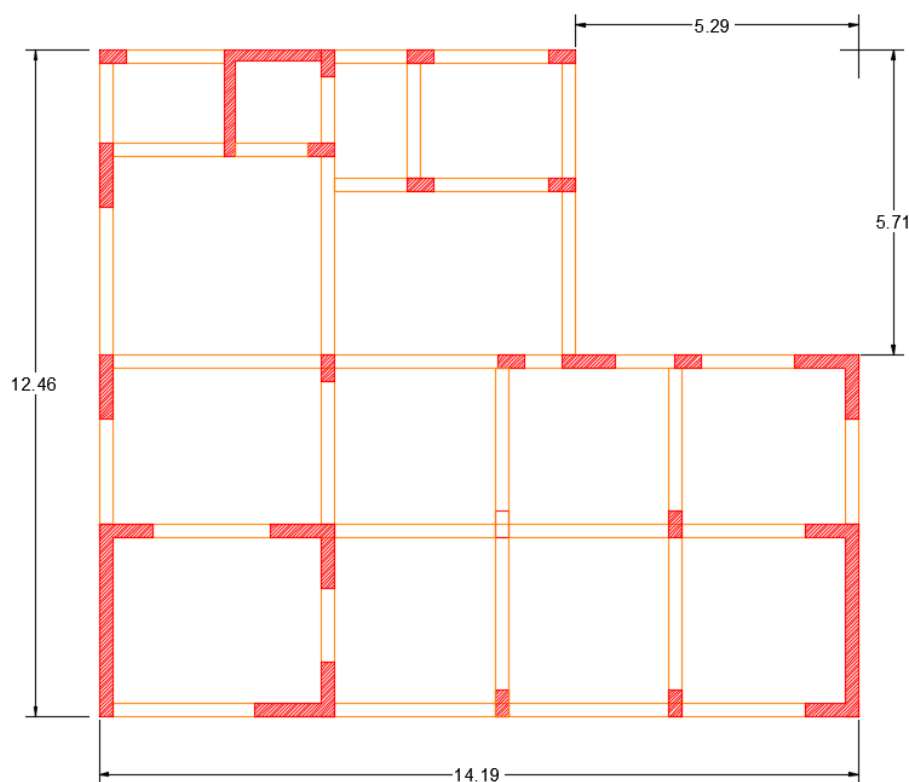
Nota: Con la comprobación de esta irregularidad, se puede concluir que no existe irregularidad torsional solo en ningún sentido, ya que los valores de los porcentajes mostrados en el cuadro no son mayores a 120%.

3.2.3.2.2. Irregularidad torsional extrema:

No existe irregularidad extrema en el sentido "Y", ya que los valores de los porcentajes mostrados en el cuadro anterior en el punto A5, son menores al 150%.

3.2.3.2.3. Esquinas entrantes:

Según la tabla N°9 de la Norma E030: Diseño Sismoresistente, la estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.



15. Gráfico 3.12: Esquinas entrantes
(Fuente: Elaboración propia)

En x:

$$\frac{5.29}{14.19} \times 100 = 37\% > 20\%$$

En y:

$$\frac{5.71}{12.46} \times 100 = 46\% > 20\%$$

Nota: Con la comprobación de esta irregularidad, se puede concluir que existe irregularidad de esquinas entrantes en ambos sentidos.

3.2.3.2.4. Discontinuidad del diafragma:

No existe esta irregularidad ya que en el edificio no existen aberturas mayores al 60% del área bruta del diafragma.

3.2.3.2.5. Sistemas no paralelos:

No aplica esta irregularidad, porque la estructura del edificio es rectangular, por lo tanto ninguno de los ejes tiene inclinación.

3.2.4. Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas “R”:

Una vez comprobadas las irregularidades, se procede a calcular el R real para ambos sentidos “X” y “Y” con la siguiente fórmula, según el inciso 3.8 de la Norma E030: Diseño Sismoresistente.

$$R = R_0 \times I_a \times I_p$$

$$R_x = 6 \times 1 \times 0.9 = 5.4$$

$$R_y = 6 \times 1 \times 0.9 = 5.4$$

Con el Cuadro N° 2.7 y la fórmula del “Sa” descrita en el inciso 2.4.6 de la presente tesis, se obtiene finalmente el espectro de diseño para ambos sentidos:



16. Gráfico 3.13: Espectro de diseño para el sentido X y Y
(Fuente: Elaboración propia)

Estos nuevos espectros de respuesta, se insertan en el programa Etabs para ESPXX1 y ESPYY1 respectivamente, como se explica en el inciso 3.1.5 de la presente tesis.

3.2.5. Resultados finales del análisis estático:

Una vez insertados los nuevos espectros de respuesta para ambos sentidos, se vuelve a analizar el programa, obteniendo el resultado final de las distorsiones en cada piso del edificio.

23. Cuadro N°3.15: Derivas finales por piso (Story Drifts)

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY5	Max Drift X	ESPXX1	15-1	8.65	12.21	12.525	0.000436	
STORY5	Max Drift Y	ESPXX1	14-1	8.65	9.82	12.525		0.000036
STORY5	Max Drift X	ESPPY1	15-1	8.65	12.21	12.525	0.000087	
STORY5	Max Drift Y	ESPPY1	40	0	10.46	13.85		0.000334
STORY4	Max Drift X	ESPXX1	14-1	8.65	9.82	9.875	0.000491	
STORY4	Max Drift Y	ESPXX1	285	0	5.3	11.2		0.000045
STORY4	Max Drift X	ESPPY1	19	2.32	12.21	11.2	0.000088	
STORY4	Max Drift Y	ESPPY1	285	0	5.3	11.2		0.000363
STORY3	Max Drift X	ESPXX1	30	13.94	0	8.55	0.000535	
STORY3	Max Drift Y	ESPXX1	428	0	9.26	8.55		0.000063
STORY3	Max Drift X	ESPPY1	19	2.32	12.21	8.55	0.000083	
STORY3	Max Drift Y	ESPPY1	40	0	10.46	8.55		0.000357
STORY2	Max Drift X	ESPXX1	30	13.94	0	5.9	0.000518	
STORY2	Max Drift Y	ESPXX1	285	0	5.3	5.9		0.000072
STORY2	Max Drift X	ESPPY1	19	2.32	12.21	5.9	0.000069	
STORY2	Max Drift Y	ESPPY1	285	0	5.3	5.9		0.000308
STORY1	Max Drift X	ESPXX1	455	2.65	0	3.25	0.00027	
STORY1	Max Drift Y	ESPXX1	25	0	0	3.25		0.000037
STORY1	Max Drift X	ESPPY1	19	2.32	12.21	3.25	0.000034	
STORY1	Max Drift Y	ESPPY1	40	0	10.46	3.25		0.000153

(Fuente: Elaboración propia)

24. Cuadro N°3.16: Desplazamientos laterales relativos finales

	X	Y
R =	5.4	5.4
Estructura	Irregular	Irregular
Coeficiente	1	1
Max drift	0.000535	0.000363
R*coef*max	0.002889	0.0019602
	CUMPLE	CUMPLE

(Fuente: Elaboración propia)

Nota: En este cuadro, se verifica que ambos desplazamientos laterales relativos, son menores a 0.007 como indica la Norma E030, por lo tanto, el modelamiento del edificio en el programa Etabs, es válido.

3.2.6. Amplificación del modelo:

Paso 1: Determinar el peso total de la edificación.

25. Cuadro N°3.17: Peso total de la edificación

	PESO DE ESTRUCTURA	
	CM	CV
COEF	1	0.25
PESO	836	120.06
PESO*COEF	836	30.015
PESO TOTAL (tnf)	866.015	

(Fuente: Elaboración propia)

Paso 2: Comprobación de C/R según el inciso 4.5.2 de la Norma E030.

Para X y Y:

C/R	>=	0.125	
0.462962963	>=	0.125	CUMPLE

Paso 3: Amplificación del modelo.

Para este paso se toman en cuenta los siguientes parámetros:

- Altura total de la edificación: 13.85 m
- Ct: 60 para edificios de muros estructurales, según 4.5.4 de la Norma E030.
- Fuerza cortante en la base, según el inciso 4.5.2 de la Norma E030:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

- Coeficiente de reducción de la fuerza cortante, según el inciso 4.6.4 de la Norma E030:

Para estructuras regulares = 80%

Para estructuras irregulares = 90%

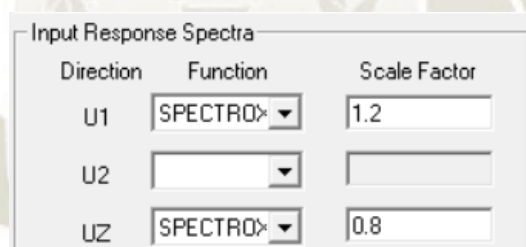
- Vprograma: valor de la fuerza cortante en la base obtenida por el programa Etabs.

26. Cuadro N°3.18: Amplificación del modelo

AMPLIFICACION DEL MODELO		
Dirección =	X	Y
hn (m)=	13.85	13.85
Ct =	60	60
ZUCS/R	0.1863	0.1863
V (tn)	161.38	161.38
Reducción	90.00%	90.00%
Vreducido (tn)	145.24	145.24
Vprograma (tn)	121.22	116.51
Amplificación	1.198135063	1.246570529

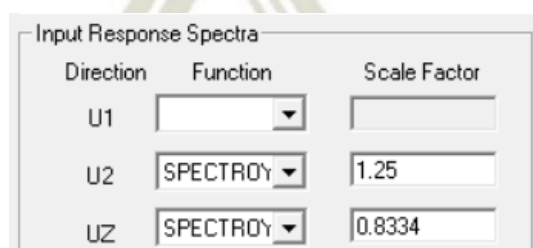
(Fuente: Elaboración propia)

Estos valores de la amplificación mostrados en el cuadro anterior, deben colocarse en el inciso 3.1.7 de la presente tesis, amplificando de esta manera el sismo para ambos sentidos y así poder proceder a diseñar cada elemento estructural del edificio.



Direction	Function	Scale Factor
U1	SPECTROX	1.2
U2		
UZ	SPECTROX	0.8

17. Gráfico 3.14: Amplificación del sismo en X
(Fuente: Elaboración propia, usando Etabs)



Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	SPECTROY	1.25
UZ	SPECTROY	0.8334

18. Gráfico 3.15: Amplificación del sismo en Y
(Fuente: Elaboración propia, usando Etabs)

CAPÍTULO IV

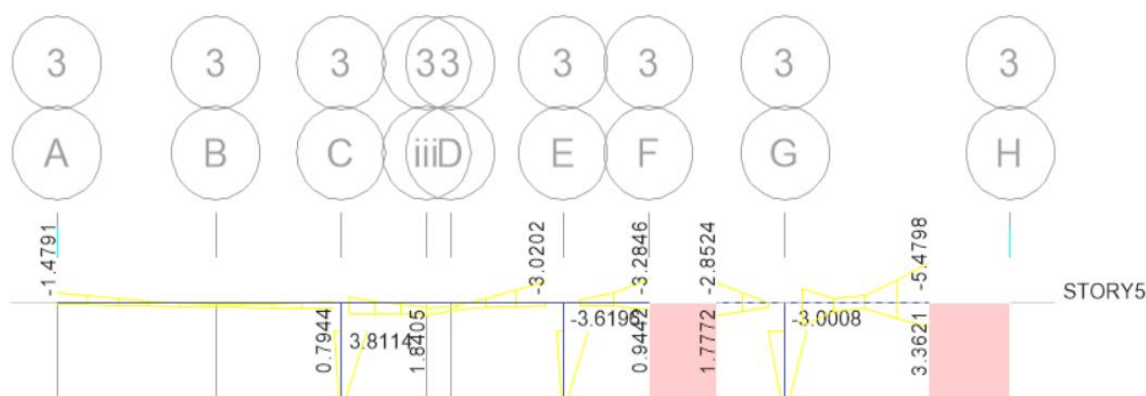
4. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

4.1. DISEÑO DE VIGAS:

Se diseñará como ejemplo la viga del último piso del eje 3 y del eje C.

4.1.1. Diseño por flexión de la viga del eje 3, piso 5:

Para calcular el acero, se obtienen los diagramas de momentos de dicha viga en el programa Etabs.



19. Gráfico 4.1: Diagrama de momentos de la viga del eje 3, piso 5
(Fuente: Elaboración propia)

Para una viga simplemente reforzada:

Con los valores del diagrama de momento, se calcula el área de acero de la viga a partir de las siguientes formulas:

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot Mu}{0.85 \phi \cdot f_c \cdot b}}$$

$$As := \frac{Mu}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Datos:

Mprograma = 1.48

Mu := Mprograma10⁵

b = 25

h = 40

r = 4

Θ = 2

Definición:

"Mprograma" es el momento obtenido por el etabs en **tn*m**

"Mu" es el momento último en **kg*cm**

"b" es la base de la sección de la viga en **cm**

"h" es el peralte de la viga en **cm**

"r" es el recubrimiento de vigas peraltadas en **cm**

"Θ" es el diámetro de acero a utilizar en la sección de viga, (diámetro de estribo + diámetro de varilla de acero entre dos) en **cm**. Se supone un estribo de 3/8 y una varilla de acero de 5/8

$$d := h - r - \Theta$$

"d" es la distancia efectiva del peralte menos el recubrimiento en **cm**

$$\phi = 0.9$$

" ϕ " es el factor de reducción para hallar el área de acero

$$f_y = 4200$$

" f_c " es la resistencia del concreto en **kg/cm²**

$$f_c = 210$$

" f_y " es la resistencia del acero en **kg/cm²**

Para la primera iteración, se asume un "a" igual a d/5

$$\begin{aligned} As &:= \left| \begin{aligned} a_1 &\leftarrow \frac{d}{5} \\ As_1 &\leftarrow \frac{Mu}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_1}{2}\right)} \\ a_2 &\leftarrow \frac{As_1 \cdot f_y}{0.85 f_c \cdot b} \\ As_2 &\leftarrow \frac{Mu}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_2}{2}\right)} \\ \text{for } n \in 0..15 \\ a_n &\leftarrow \frac{As_{n-1} \cdot f_y}{0.85 f_c \cdot b} \\ As_n &\leftarrow \frac{Mu}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_n}{2}\right)} \\ a_n &\leftarrow \frac{As_n \cdot f_y}{0.85 f_c \cdot b} \\ As_n &\leftarrow \frac{Mu}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_n}{2}\right)} \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

$As \rightarrow 1.17053581029027958$

Cálculo de β_1

$$\beta_1 := \begin{cases} 0.85 & \text{if } f_c = 210 \vee 280 \\ 0.80 & \text{if } f_c = 350 \\ 0.75 & \text{if } f_c = 420 \end{cases}$$

Cuantía balanceada

$$\rho_b := \beta_1 \cdot 0.85 \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot \frac{6000}{6000 + f_y}$$

$\rho_b \rightarrow 0.0212$

Cuantía mínima

$$\rho_{\min} := \begin{cases} \rho_{\min 1} \leftarrow \frac{14}{f_y} \\ \rho_{\min 2} \leftarrow \frac{0.8 \sqrt{f_c}}{f_y} \\ \rho_{\min 1} \text{ if } \rho_{\min 1} > \rho_{\min 2} \\ \rho_{\min 2} \text{ otherwise} \end{cases}$$

$$\rho_{\min} \rightarrow \frac{1}{300} = 0.00333$$

$$A_{s\min} := \rho_{\min} b \cdot d = 2.833333$$

Verificación del As:

Cuantía máxima

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b$$

$$\rho_{\max} \rightarrow 0.015937$$

$$A_{s\max} := \rho_{\max} b \cdot d = 13.546875$$

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.0045352$$

$$A_s := \begin{cases} "A_{s\min}" & \text{if } \rho < \rho_{\min} \\ "A_{s\max}" & \text{if } \rho > \rho_{\max} \\ "A_s \text{ es correcto}" & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\rho \rightarrow "A_{s\min}"$$

Con el valor de los momentos positivos y negativos en cada tramo de la viga y utilizando las formulas anteriores, se calcula el área de acero para cada tramo de la viga, para una viga simplemente reforzada.

Para una viga doblemente reforzada:

Se utilizan los mismos datos de la viga simplemente reforzada, pero con un momento de:

$$M_{\text{programa}} := 5.4k$$

Se asume un valor de cuantía para el acero en tracción

$$\rho_1 = 0.003$$

Con la cuantía asumida, calculamos en área del acero en tracción

$$A_{s1} := \rho_1 \cdot b \cdot d = 2.569$$

Con el A_{s1} , calculamos "a" y el momento ultimo " $Mu1$ "

$$a := \frac{A_{s1} \cdot f_y}{0.85 f_c \cdot b} = 2.418$$

$$Mu1 := \phi \cdot A_{s1} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 3.209 \times 10^5$$

$$\text{Conclusion} := \begin{cases} "No se necesita acero en compresion" & \text{if } Mu \leq Mu1 \\ "Si se necesita acero en compresion" & \text{if } Mu > Mu1 \end{cases} = "Si se necesita acero en compresion"$$

$$Mu2 := \begin{cases} (Mu - Mu1) & \text{if } Mu > Mu1 \\ "No existe Mu2 en este caso" & \text{otherwise} \end{cases} = 2.271 \times 10^5$$

Si existe Mu2, se calcula el d''

$$d'' := r + \Theta = 6$$

Se procede a calcular "As2"

$$As2 := \frac{Mu2}{\phi \cdot f_y \cdot (d - d'')} = 2.108$$

El acero en compresión será el que equilibra la fuerza de tracción que origina As2

Calculo de β_1

$$\beta_1 := \begin{cases} 0.85 & \text{if } f_c = 210 \vee 280 \\ 0.80 & \text{if } f_c = 350 \\ 0.75 & \text{if } f_c = 420 \end{cases}$$

$$A'sf's := As2 \cdot f_y = 8851.62965$$

$$Mu2 := \phi \cdot A'sf's(d - d'') = 227104.04897$$

$$f's := 6 \cdot \left(\frac{a - \beta_1 \cdot d''}{a} \right) = -6.12032$$

$$f's := \begin{cases} \text{"no esta en fluencia"} & \text{if } 6 \cdot \left(\frac{a - \beta_1 \cdot d''}{a} \right) \leq f_y \\ \text{"corregir"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"no esta en fluencia"}$$

$$As := As1 + As2 = 4.677$$

Con el valor de los momentos positivos y negativos en cada tramo de la viga y utilizando las formulas anteriores, se calcula el área de acero para cada tramo de la viga, para una viga doblemente reforzada.

27. Cuadro N°4.1: Diseño de la viga del eje 3 piso 5 por flexión

		TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3		TRAMO 4		TRAMO 5	
		Izqu.	Derecha	Izqu.	Derecha	Izqu.	Derecha	Izqu.	Derecha	Izqu.	Derecha
momentos negativos (arriba)	M (tn*m)	1.48	0.11	0.72	3.02	0.37	3.28	2.85	0.022	1.94	5.48
	a (cm)=	1.102	0.081	0.531	2.289	0.272	2.493	2.155	0.016	1.452	4.283
	As (cm) =	1.171	0.086	0.565	2.432	0.289	2.649	2.290	0.017	1.542	4.551
	As final =	2.833	2.833	2.833	2.833	2.833	2.833	2.833	2.833	2.833	4.551
	barillas =	2φ5/8	2φ5/8	2φ5/8	2φ5/8	2φ5/8	2φ5/8	2φ5/8	2φ5/8	2φ5/8	2φ5/8
	refuerzo =	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1φ1/2
	As real =	4	4	4	4	4	4	4	4	4	5.27

		TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3		TRAMO 4		TRAMO 5	
		Izqu.	Derecha	Izqu.	Derecha	Izqu.	Derecha	Izqu.	Derecha	Izqu.	Derecha
momentos positivos (abajo)	4	0.14	0.8	1.57	0.38	0.41	0.94	1.78	0.69	3.23	3.36
	a (cm)=	0.103	0.591	1.170	0.279	0.302	0.695	1.330	0.509	2.454	2.557
	As (cm) =	0.109	0.628	1.243	0.297	0.320	0.739	1.413	0.541	2.607	2.717
	As final =	2.833	2.833	2.833	2.833	2.833	2.833	2.833	2.833	2.833	2.833
	barillas =	2φ5/8	2φ5/8	2φ5/8	2φ5/8	2φ5/8	2φ5/8	2φ5/8	2φ5/8	2φ5/8	2φ5/8
	refuerzo =	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	As real =	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4

(Fuente: Elaboración propia)

4.1.2. Diseño por corte de la viga del eje 3, piso 5:

Según la Norma E060: Concreto Armado, se tienen las siguiente formulas:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Dónde: V_u es la resistencia requerida por corte en la sección analizada y V_n es la resistencia nominal.

Esta resistencia nominal está conformada por la contribución del concreto V_c y la contribución del acero V_s .

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

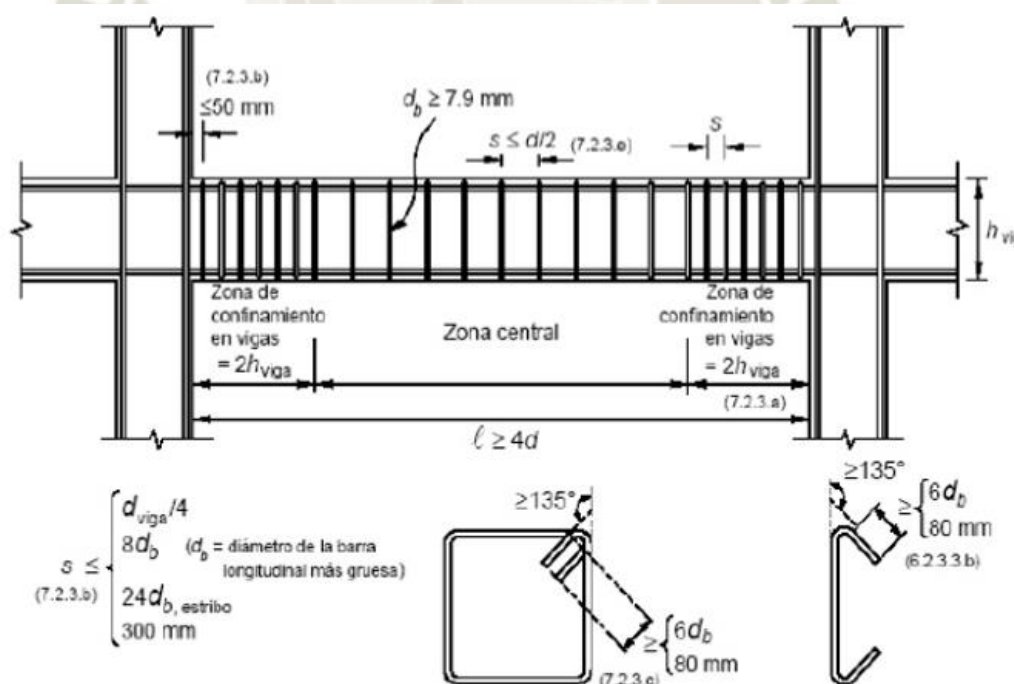
$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{S}$$

Donde:

- $f'c$: Resistencia del concreto
 b_w : ancho de la viga
 d : peralte efectivo de la viga
 f_y : resistencia del acero
 A_v : Área de refuerzo por cortante en una distancia "s"
 S : distancia de separación de los estribos

Para calcular el cortante último, se necesitan calcular primero los momentos nominales de ambos extremos de la viga por tramo, utilizando acero a colocar en el diseño por flexión halla; y el peso de la viga amplificado (carga muerta y carga viva). Con estos datos se obtiene el cortante ultimo para calcular el espaciamiento de los estribos, el cual tiene q cumplir ciertos parámetros.

$$V_u = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{2} + \frac{W_u \times l_n}{2}$$



20. Gráfico 4.2: Colocación de los estribos

(Fuente: Paredes, A. 2016)

El espaciamiento S no debe ser mayor a:

En la zona de confinamiento:

$d viga / 4 =$	8.5	cm
$8d \text{ barra} =$	12.7	cm
$24d \text{ estribo} =$	22.86	cm
300 mm =	30	cm

En la zona central:

$d/2 =$	17	cm
---------	----	----

28. Cuadro N°4.2: Diseño de la viga del eje 3 piso 5 por corte

	TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO 3	TRAMO 4	TRAMO 5
$V_u \text{ (tnf)} =$	11.5	11.6	10.86	10.746	11.25
$V_n \text{ (tnf)} =$	13.53	13.65	12.78	12.64	13.24
$V_c \text{ (tnf)} =$	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53
$V_s \text{ (tnf)} =$	7.00	7.12	6.25	6.11	6.71
$A_v \text{ (cm}^2\text{)} =$	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71
$S \text{ (cm)} =$	14.48	14.24	16.23	19.63	15.12
	$\emptyset 3/8" @ .15$	$\emptyset 3/8" @ .15$	$\emptyset 3/8" @ .10$	$\emptyset 3/8" @ .10$	$\emptyset 3/8" @ .10$

(Fuente: Elaboración propia)

La longitud de desarrollo básica según la NTP 060, para barras corrugadas sujetas a tracción, será el mayor de los siguientes valores:

$$l_{db} = \frac{0.06 \times A_b \times f_y}{\sqrt{f_c}} = 34.78 \text{ cm}$$

$$l_{db} = 0.006 \times d_b \times f_y = 40.07 \text{ cm}$$

Nota: estos valores de "ldb" son válidos para el refuerzo con una varilla de 5/8", si en el refuerzo se utiliza una varilla de 1/2" los resultados en las ecuaciones anteriores serían de 22.08 cm y 32 cm respectivamente. Siendo estas varillas de acero las más utilizadas en el refuerzo.

La longitud de desarrollo según la NTP 060, para barras corrugadas sujetas a compresión, será el mayor de los siguientes valores:

$$l_d = \frac{0.08 \times d_b \times f_y}{\sqrt{f_c}} = 36.86 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{correcto}$$

$$ld = 0.004 \times db \times fy = 26.71 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{correcto}$$

Nota: estos valores de “ld” son válidos para el refuerzo con una varilla de 5/8”, si en el refuerzo se utiliza una varilla de 1/2” los resultados en las ecuaciones anteriores serían de 29.44 cm y 21.34 cm respectivamente. Siendo estas varillas de acero las más utilizadas en el refuerzo.

La longitud de desarrollo en ganchos estándar en tracción según la NTP 060, será de:

$$ldg = \frac{318 \times db}{\sqrt{fc}} = 34.89 \text{ cm}$$

Nota: el valor de “ldg” es válido para la longitud de anclaje con una varilla de 5/8”, si en el anclaje se utiliza una varilla de 1/2” el resultado en la ecuación anterior sería de 27.87cm. Siendo estas varillas de acero las más utilizadas en la longitud de anclaje.

La longitud mínima del traslape en los empalmes traslapados en tracción será no menor de 30cm para los siguientes casos:

Empalme tipo B: $le = 1,3 \text{ ld}$

Empalme tipo C: $le = 1,7 \text{ ld}$

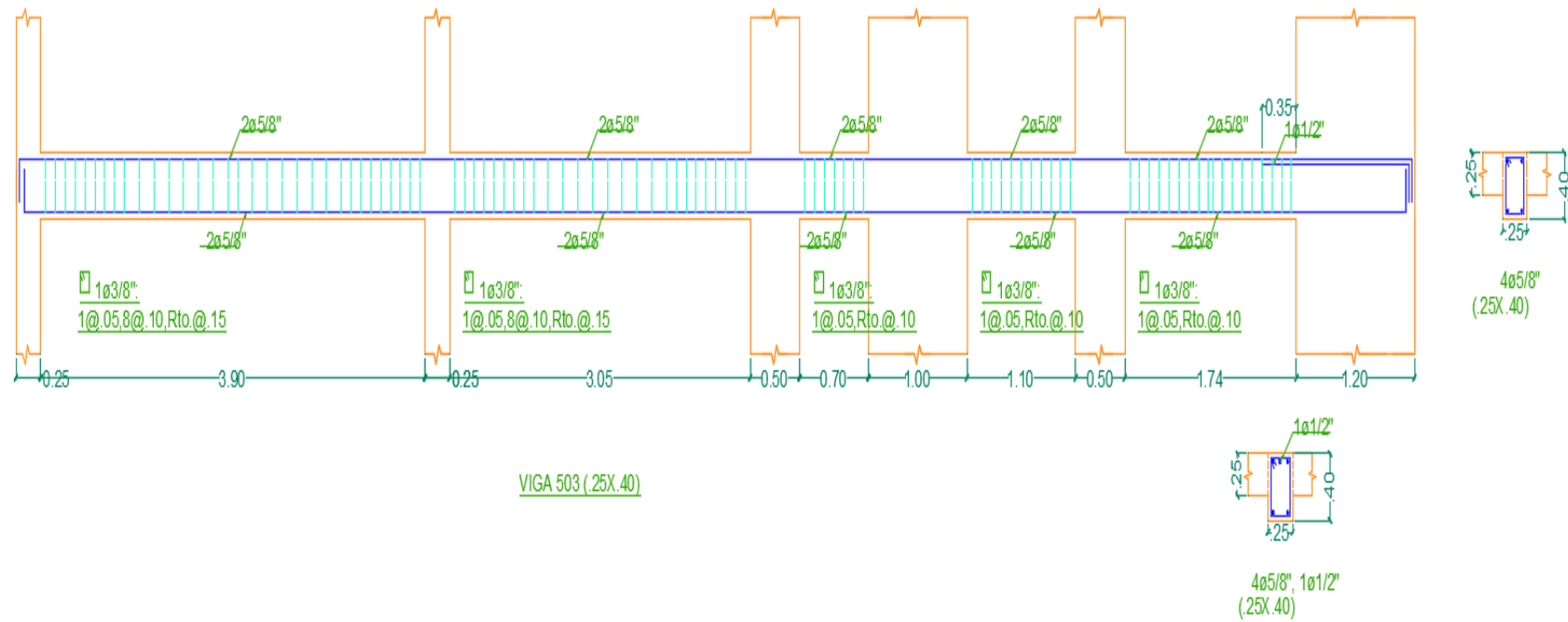
La longitud de un empalme traslapado en compresión, será igual a “ld” en compresión indicada anteriormente pero no debe ser menor a “0.007 fy db” ni a 30 cm.

El doblaz para una barra longitudinal en un gancho estándar a 90° tiene una extensión mínima de 12db al extremo libre de la barra.

El doblaz para los estribos en un gancho estándar a 135° tiene una extensión mínima de 10db al extremo libre de la barra.

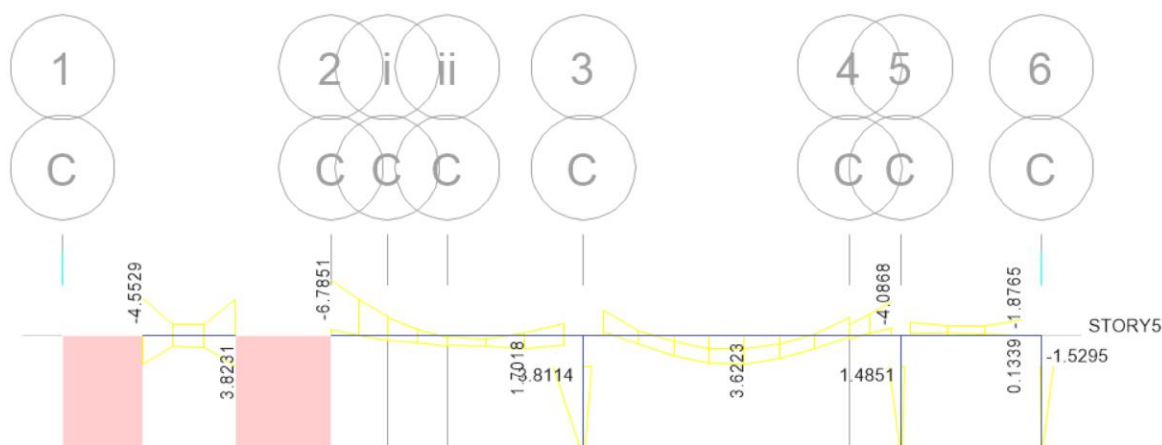
Los diámetros mínimos de doblado en barras longitudinales de 3/8” a 1” son de 6db.

Los diámetros mínimos de doblado en estribos de 3/8” a 5/8” son de 6db.



21, Gráfico 4.3: Diseño de la viga del eje 3, piso 5 (viga 503)
(Fuente: Elaboración propia)

4.1.3. Diseño por flexión de la viga del eje C, piso 5:



22. Gráfico 4.4: Diagrama de momentos de la viga del eje C, piso 5

(Fuente: Elaboración propia)

Datos:

b = 25 cm
h = 40 cm
d = 34 cm
fy = 4200 kg/cm²
f'c = 210 kg/cm²
φ = 0.9

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot Mu}{0.85 \cdot \phi \cdot f_c \cdot b}}$$

$$A_{ss} := \frac{Mu}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

29. Cuadro N°4.3: Diseño por flexión de la viga del eje 3 piso 5 por flexión

		TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3		TRAMO 4	
		Izqu.	Derecha	Izqu.	Derecha	Izqu.	Derecha	Izqu.	Derecha
momentos negativos (arriba)	M (tn*m)	4.55	4.35	6.79	1.67	3.08	4.09	1.65	1.88
	a (cm)=	3.514	3.351	5.402	1.246	2.336	3.140	1.231	1.406
	As (cm) =	3.733	3.560	5.739	1.324	2.482	3.336	1.308	1.494
	As final =	3.733	3.560	5.739	2.833	2.833	3.336	2.833	2.833
	barillas =	2 ϕ 5/8	2 ϕ 5/8	2 ϕ 5/8	2 ϕ 5/8	2 ϕ 5/8	2 ϕ 5/8	2 ϕ 5/8	2 ϕ 5/8
	refuerzo =	-	-	1 ϕ 1/2	-	-	-	-	-
	As real =	4	4	5.7	4	4	4	4	4

		TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3		TRAMO 4	
		Izqu.	Derecha	Izqu.	Derecha	Izqu.	Derecha	Izqu.	Derecha
momentos positivos (abajo)	M (tn*m)	3.69	3.82	1.7	1.31	0.42	0.87	0.29	0.14
	a (cm)=	2.819	2.923	1.269	0.973	0.309	0.643	0.213	0.103
	As (cm) =	2.995	3.106	1.348	1.034	0.328	0.683	0.226	0.109
	As final =	2.995	3.106	2.833	2.833	2.833	2.833	2.833	2.833
	barillas =	2 ϕ 5/8	2 ϕ 5/8	2 ϕ 5/8	2 ϕ 5/8	2 ϕ 5/8	2 ϕ 5/8	2 ϕ 5/8	2 ϕ 5/8
	refuerzo =	-	-	-	-	-	-	-	-
	As real =	4	4	4	4	4	4	4	4

(Fuente: Elaboración propia)

En el diseño por corte, el espaciamiento S no debe ser mayor a:

En la zona de confinamiento:

dviga/4 = 8.5 cm
8d barra = 12.7 cm
24d estribo = 22.86 cm
300 mm = 30 cm

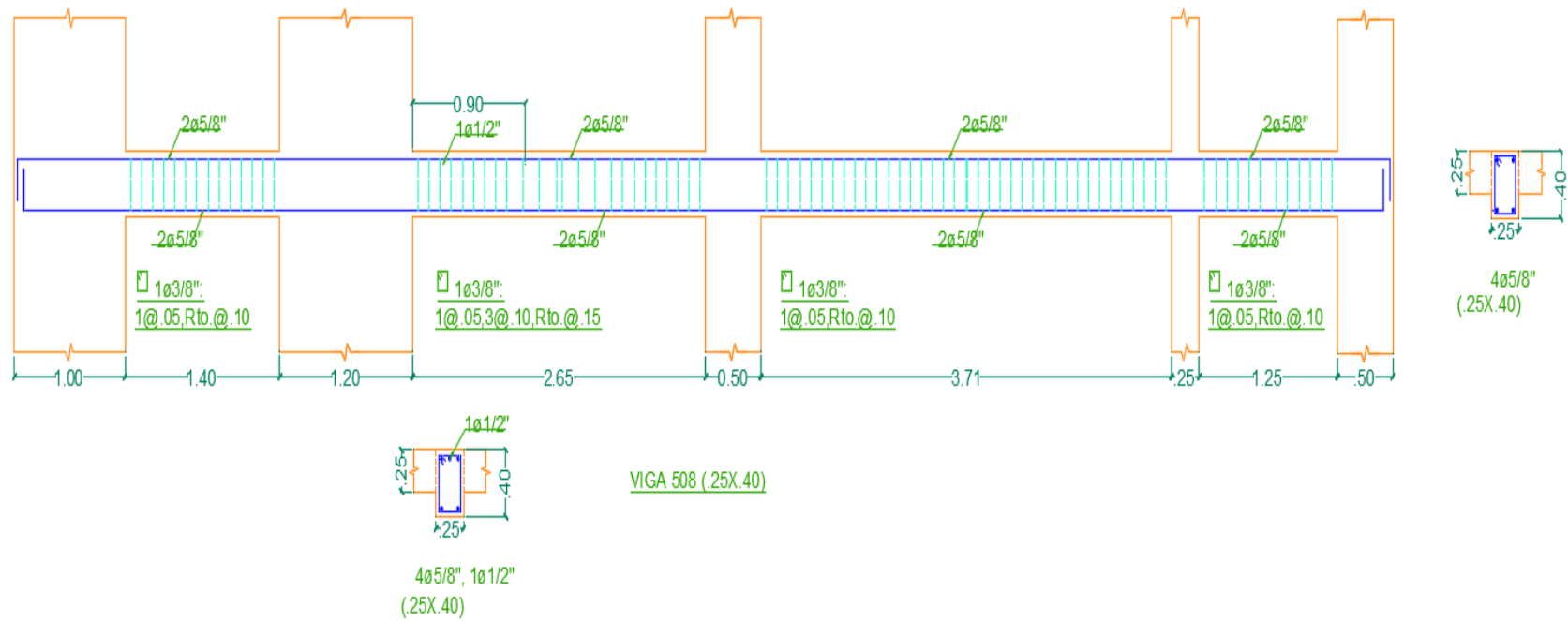
En la zona central:

d/2 = 17 cm

30. Cuadro N°4.4: Diseño de la viga del eje C piso 5 por corte

	TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO 3	TRAMO 4
Vu (tnf) =	11.71	11.304	10.01	10.09
Vn (tnf) =	13.77	13.30	11.77	11.87
Vc (tnf) =	6.53	6.53	6.53	6.53
Vs (tnf) =	7.25	6.77	5.25	5.34
Av (cm2) =	0.71	0.71	0.71	0.71
S (cm) =	13.99	14.97	19.33	18.99
	ϕ 3/8" @ .15	ϕ 3/8" @ .15	ϕ 3/8" @ .10	ϕ 3/8" @ .10

(Fuente: Elaboración propia)



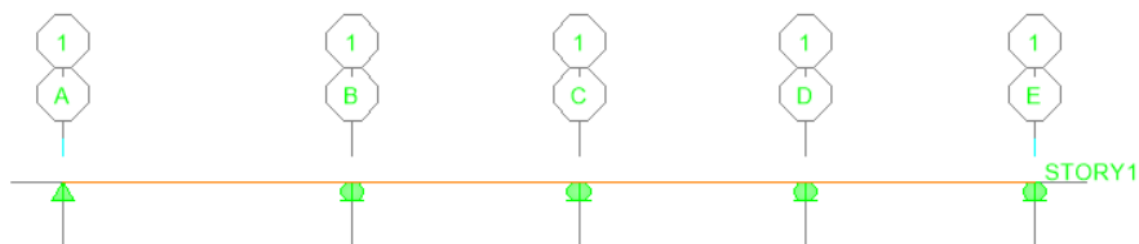
23. Gráfico 4.5: Diseño de la viga del eje C, piso 5 (viga 508)

(Fuente: Elaboración propia)

4.2. DISEÑO DE LOSAS:

Se diseña la losa de 4 paños entre los ejes 2 y 3 del piso 1 al piso 4.

Se idealiza a la losa como una viga con apoyos simples como se puede observar en la siguiente imagen:



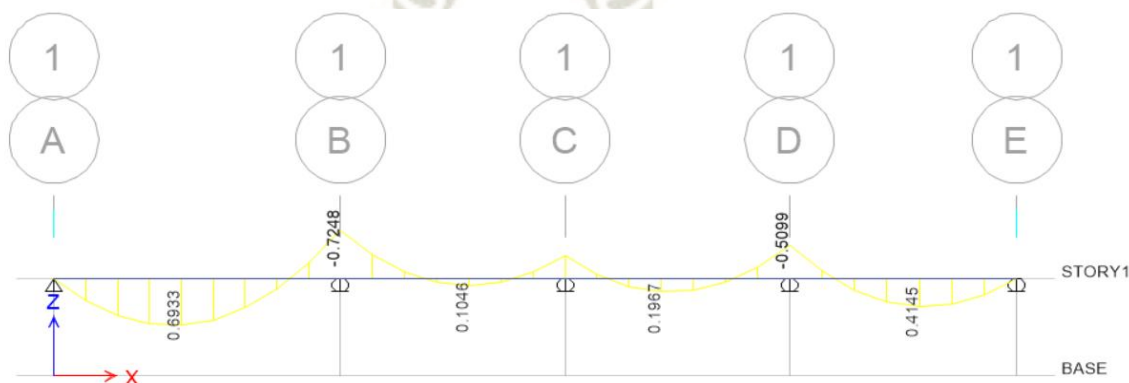
24. Gráfico 4.6: Diseño de losa 2-3
(Fuente: Elaboración propia)

Se le colocan las cargas vivas y muertas descritas en el capítulo 2 de la presente tesis, sobre cada tramo de viga pero multiplicando estas cargas por el ancho tributario de la vigueta, el cual es 40 cm.

- $W_{cm} = 0.61 \times 0.4 = 0.244 \text{ tn/m}$
- $W_{cv} = 0.2 \times 0.4 = 0.08 \text{ tn/m}$
- $W_u = 1.4 W_{cm} + 1.7 W_{cv} = 0.477 \text{ tn/m}$

Después de colocarle la carga distribuida, se procede a hallar las fuerzas cortantes y momentos para el diseño por flexión y el diseño por corte.

4.2.1. Diseño por flexión:



25. Gráfico 4.7: Diagrama de momentos de la losa 2-3
(Fuente: Elaboración propia)

Datos:

- Recubrimiento en losas : 3 cm
- h (peralte de la losa) : 20 cm
- b (para M+) : 10 cm
- d = h – r : 17 cm
- ρ min : 0.0018
- As min : 0.306 cm²

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f_c \cdot b}}$$

$$As := \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Utilizando los valores de los momentos obtenidos por el programa y las formulas anteriores se obtiene el siguiente cuadro:

31. Cuadro N°4.5: Diseño por flexión en la losa 2-3

		TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3		TRAMO 4	
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha
momentos negativos (arriba)	M- (tn*m)	0.34	0.725	0.725	0.35	0.35	0.51	0.51	0.22
	a (cm)=	1.294	2.902	2.902	1.334	1.334	1.983	1.983	0.826
	As (cm)=	0.550	1.234	1.234	0.567	0.567	0.843	0.843	0.351
	As final =	0.550	1.234	1.234	0.567	0.567	0.843	0.843	0.351
	barillas =	1φ3/8	1φ1/2	1φ1/2	1φ3/8	1φ3/8	1φ1/2	1φ1/2	1φ3/8
	As real =	0.71	1.27	1.27	0.71	0.71	1.27	1.27	0.71

		TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO 3	TRAMO 4
		Centro	Centro	Centro	Centro
momentos positivos (abajo)	M+ (tn*m)	0.693	0.105	0.2	0.415
	a (cm)=	0.647	0.096	0.184	0.384
	As (cm)=	1.099	0.164	0.313	0.653
	As final =	1.224	1.224	1.224	1.224
	barillas =	1φ1/2	1φ1/2	1φ1/2	1φ1/2
	As real =	1.27	1.27	1.27	1.27

(Fuente: Elaboración propia)

4.2.2. Diseño por corte:

El concreto es el que debe resistir la fuerza cortante ultima, por lo tanto, se debe cumplir la siguiente expresión:

$$V_u \leq V_c$$

Donde:

$$V_c = \phi 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

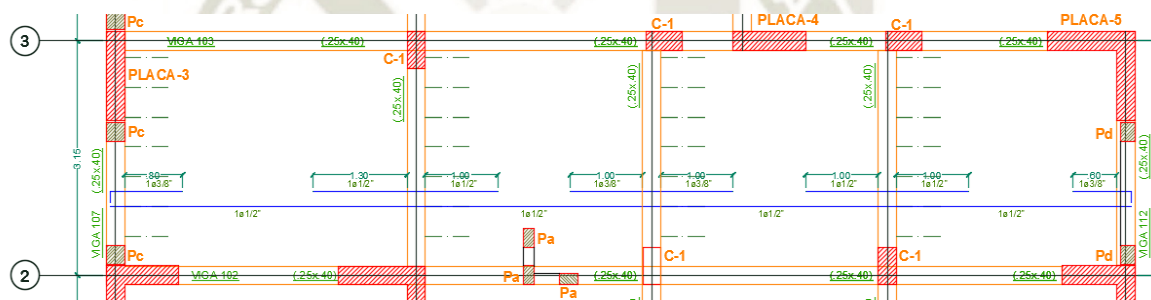
$$V_u = b \times L \times W_u$$

32. Cuadro N°4.6: Diseño por corte en la losa 2-3

	TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO 3	TRAMO 4
b (m) =	1	1	1	1
L (m) =	4.15	3.25	3.25	3.29
W _u (tn/m) =	0.477	0.477	0.477	0.477
V _u (tn) =	1.980	1.550	1.550	1.569
V _c (tn) =	11.098	11.098	11.098	11.098
V _u ≤ V _c	cumple	cumple	cumple	cumple

(Fuente: Elaboración propia)

Finalmente se tiene el diseño de la losa 2-3:



26. Gráfico 4.8: Diseño de la losa 2-3

(Fuente: Elaboración propia)

4.3. DISEÑO DE ESCALERAS:

Se idealiza a la losa como una viga con apoyos simples a la cual se le colocan las cargas muertas y vivas:

- $W_{cm} = 2.4(\text{peso específico}) \times 0.15(\text{espesor}) \times 1.2(\text{ancho trib.}) = 0.43 \text{ tn/m}$
- $W_{cv} = 0.2 \times 1.2(\text{ancho trib.}) = 0.24 \text{ tn/m}$
- $W_u = 1.4 W_{cm} + 1.7 W_{cv} = 1.01 \text{ tn/m}$

4.3.1. Diseño por flexión:



27. Gráfico 4.9: Diseño por flexión de la escalera

(Fuente: Elaboración propia)

33. Cuadro N°4.7: Diseño por flexión de la escalera

		Izquierda	Derecha
momentos negativos (arriba)	M- (tn*m)	0.35	0.35
	a (cm) =	0.183	0.183
	As (cm) =	0.778	0.778
	As final =	2.700	2.700
	barillas =	1φ3/4	1φ3/4
	As real =	2.84	2.84

		Centro
momentos positivos (abajo)	M+ (tn*m)	1.06
	a (cm) =	0.563
	As (cm) =	2.393
	As final =	2.700
	barillas =	1φ3/4
	As real =	2.84

(Fuente: Elaboración propia)

4.3.2. Diseño por corte:

$$V_u \leq V_c$$

Donde:

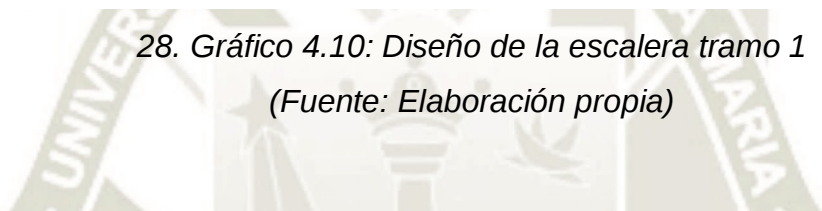
$$V_c = \phi 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d$$

$$V_u = b \times L \times W_u$$

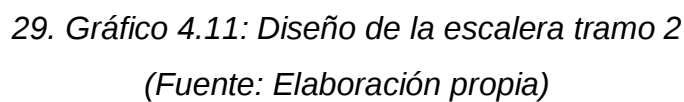
34. Cuadro N°4.8: Diseño por corte de la escalera

	TRAMO 1
b (m) =	1
L (m) =	2.9
Wu (tn/m) =	1.010
Vu (tn) =	2.929
Vc (tn) =	7.834
Vu ≤ Vc	cumple

(Fuente: Elaboración propia)



28. Gráfico 4.10: Diseño de la escalera tramo 1
(Fuente: Elaboración propia)



29. Gráfico 4.11: Diseño de la escalera tramo 2
(Fuente: Elaboración propia)

4.4. DISEÑO DE COLUMNAS:

Se diseñará la columna más cargada obtenida por el programa: Display / show tables / analysis results / frame output / frame forces / column forces.

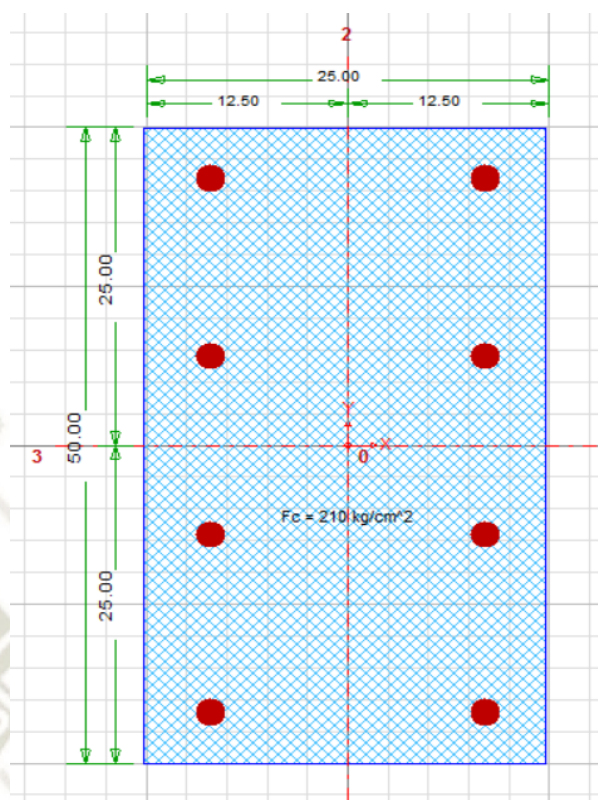
Se filtrarán los valores del cuadro total mostrado por el programa, y finalmente se visualizará la columna más cargada en el primer piso.

35. Cuadro N°4.9: Columna más cargada

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY1	C4	COMB1	0	-87.56	-0.49	-0.06	-0.001	-0.063	-0.495
STORY1	C4	COMB1	2.85	-86.36	-0.49	-0.06	-0.001	0.108	0.897
STORY1	C4	COMB2 MAX	0	-71.08	-0.17	0.37	0.012	0.702	0.202
STORY1	C4	COMB2 MAX	2.85	-70.01	-0.17	0.37	0.012	0.538	1.003
STORY1	C4	COMB2 MIN	0	-79.47	-0.66	-0.47	-0.013	-0.811	-1.045
STORY1	C4	COMB2 MIN	2.85	-78.4	-0.66	-0.47	-0.013	-0.351	0.526
STORY1	C4	COMB3 MAX	0	-70.51	0.14	0.14	0.01	0.292	0.857
STORY1	C4	COMB3 MAX	2.85	-69.44	0.14	0.14	0.01	0.309	1.137
STORY1	C4	COMB3 MIN	0	-80.04	-0.97	-0.25	-0.011	-0.402	-1.701
STORY1	C4	COMB3 MIN	2.85	-78.97	-0.97	-0.25	-0.011	-0.122	0.392
STORY1	C4	COMB4 MAX	0	-40.25	0.01	0.39	0.012	0.722	0.389
STORY1	C4	COMB4 MAX	2.85	-39.48	0.01	0.39	0.012	0.503	0.665
STORY1	C4	COMB4 MIN	0	-48.63	-0.47	-0.45	-0.013	-0.791	-0.857
STORY1	C4	COMB4 MIN	2.85	-47.86	-0.47	-0.45	-0.013	-0.386	0.188
STORY1	C4	COMB5 MAX	0	-39.68	0.33	0.16	0.01	0.313	1.045
STORY1	C4	COMB5 MAX	2.85	-38.91	0.33	0.16	0.01	0.273	0.799
STORY1	C4	COMB5 MIN	0	-49.2	-0.79	-0.23	-0.011	-0.381	-1.513
STORY1	C4	COMB5 MIN	2.85	-48.43	-0.79	-0.23	-0.011	-0.157	0.055

(Fuente: Elaboración propia)

Se modela la columna C4 con sus respectivas dimensiones y propiedades, en el programa CSIcol9, y se obtienen los siguientes datos:



30. Gráfico 4.12: Modelamiento de la Columna C4
(Fuente: Elaboración propia)

36. Cuadro N°4.10: Valores del diagrama iteración de la columna C4 obtenidos por el programa

DIAGRAMA DE ITERACIÓN A 0°		
Point	Load (ton)	Moment (ton-m)
1	-60.178	0
2	-22.116	8.30
3	-7.127	11.27
4	5.38	13.43
5	21.19	15.38
6	44.97	16.87
7	60.11	15.25
8	74.28	14.02
9	94.77	12.92
10	113.61	11.36
11	131.31	9.36
12	147.89	6.91
13	149.32	6.65
14	149.32	0.807
15	149.32	0
16	149.32	0
17	149.32	-0.807
18	149.32	-6.65
19	147.89	-6.91
20	131.31	-9.36
21	113.61	-11.36
22	94.77	-12.92
23	74.28	-14.02
24	60.11	-15.25
25	44.97	-16.87
26	21.19	-15.38
27	5.38	-13.43
28	-7.13	-11.27
29	-22.12	-8.30
30	-60.178	0

DIAGRAMA DE ITERACIÓN A 90°		
Point	Load (ton)	Moment (ton-m)
1	-60.178	0
2	-36.802	2.52
3	-4.492	5.37
4	15.38	7.04
5	31.80	8.31
6	49.96	8.67
7	59.01	8.08
8	75.59	7.80
9	96.24	7.04
10	114.60	6.13
11	131.70	5.04
12	147.06	3.81
13	149.32	3.59
14	149.32	0.475
15	149.32	0
16	149.317	0
17	149.317	-0.475
18	149.317	-3.586
19	147.055	-3.809
20	131.703	-5.04
21	114.599	-6.132
22	96.24	-7.043
23	75.586	-7.798
24	59.008	-8.083
25	49.964	-8.667
26	31.8	-8.309
27	15.384	-7.042
28	-4.492	-5.368
29	-36.802	-2.523
30	-60.178	0

(Fuente: Elaboración propia)

A partir del cuadro anterior se obtienen los valores de los diagramas de iteración nominales a 0° y 90° de la columna C4, dividiendo la carga y los momentos entre 0.75 si la carga del cuadro anterior es mayor a 0 y entre 0.9 en caso contrario.

37. Cuadro N°4.11: Valores nominales del diagrama iteración de la columna C4

DIAGRAMA DE ITERACIÓN A 0°		
Point	Load (ton)	Moment (ton-m)
1	-66.86	0.00
2	-24.57	9.23
3	-7.92	12.52
4	7.18	17.90
5	28.25	20.50
6	59.96	22.50
7	80.14	20.33
8	99.04	18.70
9	126.36	17.23
10	151.48	15.14
11	175.08	12.47
12	197.19	9.22
13	199.09	8.87
14	199.09	1.08
15	199.09	0.00
16	199.09	0.00
17	199.09	-1.08
18	199.09	-8.87
19	197.19	-9.22
20	175.08	-12.47
21	151.48	-15.14
22	126.36	-17.23
23	99.04	-18.70
24	80.14	-20.33
25	59.96	-22.50
26	28.25	-20.50
27	7.18	-17.90
28	-7.92	-12.52
29	-24.57	-9.23
30	-66.86	0.00

DIAGRAMA DE ITERACIÓN A 90°		
Point	Load (ton)	Moment (ton-m)
1	-66.86	0.00
2	-40.89	2.80
3	-4.99	5.96
4	20.51	9.39
5	42.40	11.08
6	66.62	11.56
7	78.68	10.78
8	100.78	10.40
9	128.32	9.39
10	152.80	8.18
11	175.60	6.72
12	196.07	5.08
13	199.09	4.78
14	199.09	0.63
15	199.09	0.00
16	199.09	0.00
17	199.09	-0.63
18	199.09	-4.78
19	196.07	-5.08
20	175.60	-6.72
21	152.80	-8.18
22	128.32	-9.39
23	100.78	-10.40
24	78.68	-10.78
25	66.62	-11.56
26	42.40	-11.08
27	20.51	-9.39
28	-4.99	-5.96
29	-40.89	-2.80
30	-66.86	0.00

(Fuente: Elaboración propia)

4.4.1. Diseño por flexocompresión:

Datos de Sección y material

b	25	cm	d	46	cm
h	50	cm	f'c	210	kg/cm ²
rec	4	cm	fy	4200	kg/cm ²

COMBINACIONES

Combinación 01: U1 = 1.4 CM + 1.7 CV

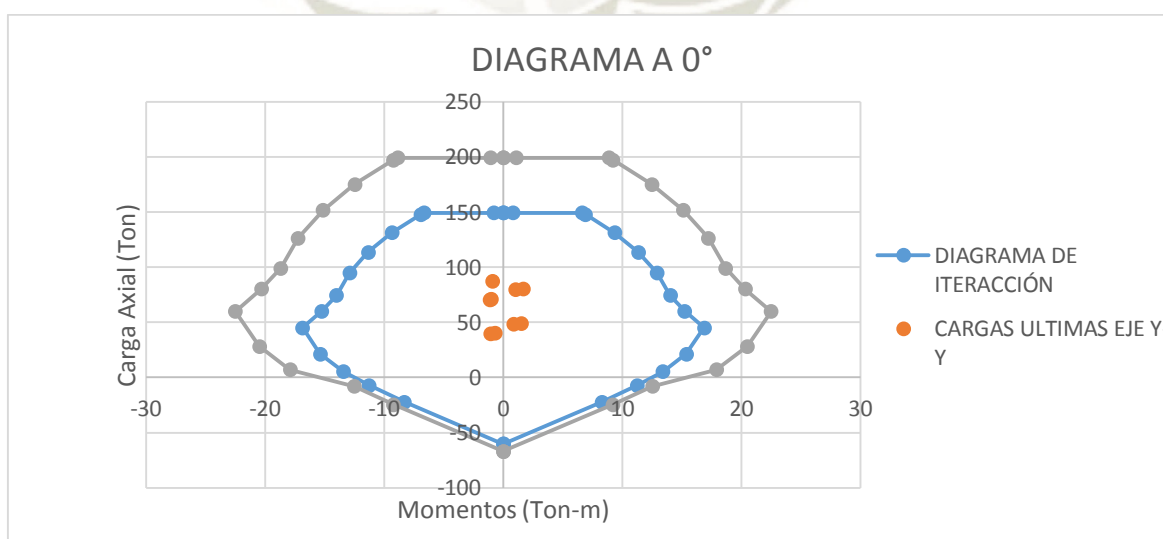
Combinación 02: U2 = 1.25(CM + CV) + 1.00 CSX

Combinación 03: U3 = 1.25(CM + CV) + 1.00 CSY

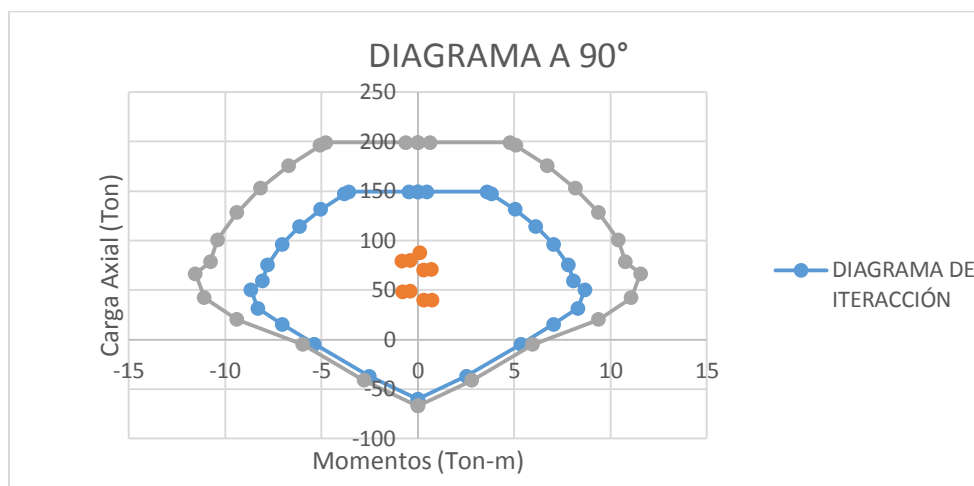
Combinación 04: U4 = 0.9 CM + 1.00 CSX

Combinación 05: U5 = 0.9 CM + 1.00 CSY

CARGAS ULTIMAS EJE Y-Y			CARGAS ULTIMAS EJE X-X		
	P(Ton)	M33(Ton-m)		P(Ton)	M22(Ton-m)
COMB 1	87.56	-0.90	COMB 1	87.56	0.11
COMB 2 Max	71.08	-1.00	COMB 2 Max	71.08	0.70
COMB 2 Min	79.47	1.05	COMB 2 Min	79.47	-0.81
COMB 3 Max	70.51	-1.14	COMB 3 Max	70.51	0.31
COMB 3 Min	80.04	1.70	COMB 3 Min	80.04	-0.40
COMB 4 Max	40.25	-0.67	COMB 4 Max	40.25	0.72
COMB 4 Min	48.63	0.86	COMB 4 Min	48.63	-0.79
COMB 5 Max	39.68	-1.05	COMB 5 Max	39.68	0.31
COMB 5 Min	49.20	1.51	COMB 5 Min	49.20	-0.38



31. Gráfico 4.13: Diagrama de iteración 0° de la Columna C4
(Fuente: Elaboración propia)



32. Gráfico 4.14: Diagrama de iteración 90° de la Columna C4

(Fuente: Elaboración propia)

4.4.2. Diseño por cortante:

Diseño por cortante de las Columnas considerando Efectos Sísmicos en Dirección X-X:

hn	3.25	m	Ramales	2
Av	1.42511	cm ²	Diametro	3/8"

Del Diagrama de Iteración a 90° obtenemos:

$$M_{ni} = M_{ns} = 12 \text{ Ton-m}$$

$$V_u = \left(\frac{M_{ni} + M_{ns}}{h_n} \right)$$

$$V_u = 7.38462 \text{ Ton}$$

Resistencia al cortante del concreto

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_c = 8.06445 \text{ Ton}$$

Resistencia al cortante del acero

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Ton

$$V_s = 0.62$$

$$S_o = \left(\frac{A_v * f_y * d}{V_s} \right)$$

$$S_o = 201.65 \text{ cm}$$

Diseño por cortante de las Columnas considerando Efectos Sísmicos en
Dirección Y-Y:

hn	3.25	m	Ramales	2
Av	1.42511	cm²	Diametro	3/8"

Del Diagrama de Iteración a 0° obtenemos:

Mni=Mns 20 **Ton-m**

$$Vu = \left(\frac{Mni + Mns}{hn} \right)$$

Vu 12.307 **Ton**

Resistencia al cortante del concreto

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

Vc 8.83249 **Ton**

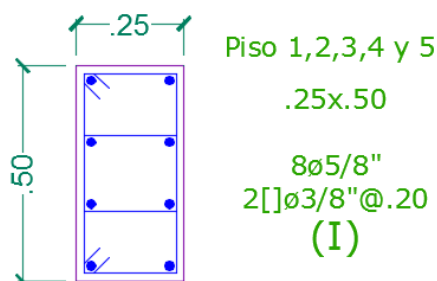
Resistencia al cortante del acero

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc$$

Vs 5.65 **Ton**

$$So = \left(\frac{Av * fy * d}{Vs} \right)$$

So 48.76 **cm**



33. Gráfico 4.15: Diseño de la Columna C4
(Fuente: Elaboración propia)

4.5. DISEÑO DE PLACAS:

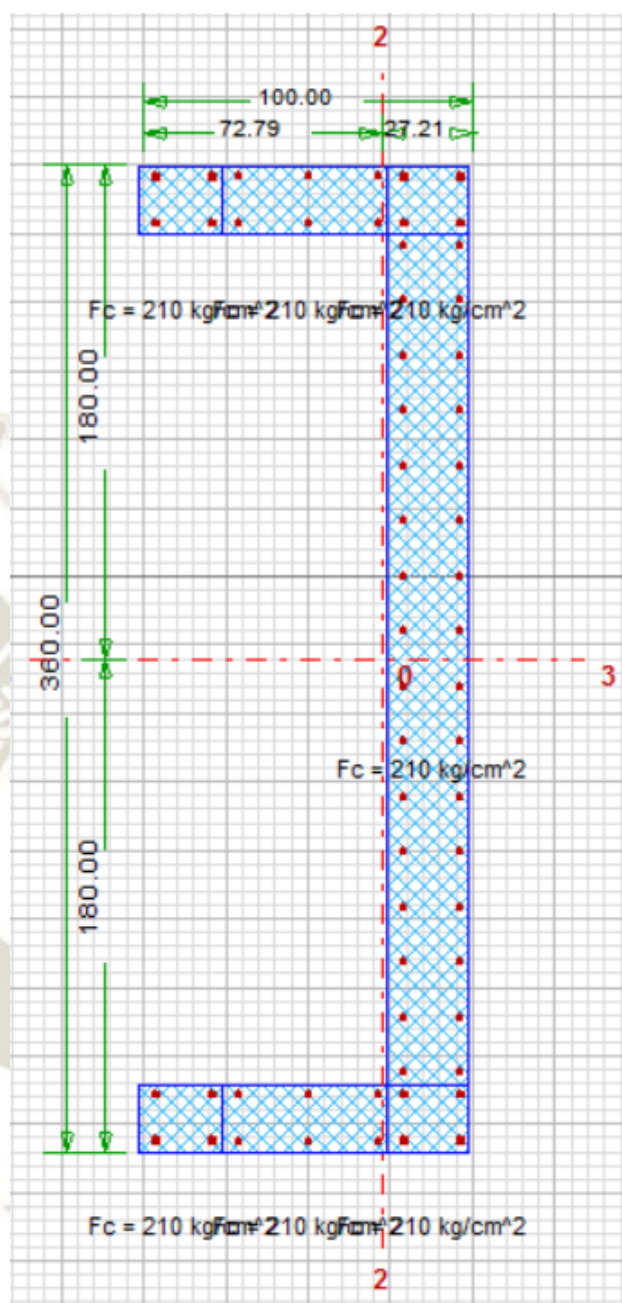
Se diseñará la placa 9 en forma de C, obteniendo del programa los valores de carga axial, momentos y cortantes, necesarios para el diseño: Display / show tables / analysis results / wall output / wall forces / pier forces.

38. Cuadro N°4.12: Placa 9 cargas

Story	Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY1	P9	COMB1	Top	-130.35	-0.43	-1.21	1.116	2.876	4.887
STORY1	P9	COMB1	Bottom	-144.96	-0.43	-1.21	1.116	-1.053	3.484
STORY1	P9	COMB2 MAX	Top	-65.4	24.02	30	17.728	10.22	100.292
STORY1	P9	COMB2 MAX	Bottom	-78.44	24.02	30	17.728	103.474	172.39
STORY1	P9	COMB2 MIN	Top	-162.36	-24.8	-32.11	-15.795	-5.191	-92.48
STORY1	P9	COMB2 MIN	Bottom	-175.4	-24.8	-32.11	-15.795	-105.302	-167.124
STORY1	P9	COMB3 MAX	Top	-80.52	47.38	12.62	23.175	7.121	220.864
STORY1	P9	COMB3 MAX	Bottom	-93.56	47.38	12.62	23.175	44.153	369.748
STORY1	P9	COMB3 MIN	Top	-147.24	-48.16	-14.73	-21.242	-2.092	-213.052
STORY1	P9	COMB3 MIN	Bottom	-160.28	-48.16	-14.73	-21.242	-45.981	-364.483
STORY1	P9	COMB4 MAX	Top	-25.09	24.11	30.38	17.357	9.337	97.661
STORY1	P9	COMB4 MAX	Bottom	-34.47	24.11	30.38	17.357	103.819	170.049
STORY1	P9	COMB4 MIN	Top	-122.05	-24.72	-31.73	-16.166	-6.075	-95.111
STORY1	P9	COMB4 MIN	Bottom	-131.44	-24.72	-31.73	-16.166	-104.957	-169.466
STORY1	P9	COMB5 MAX	Top	-40.21	47.47	12.99	22.804	6.238	218.232
STORY1	P9	COMB5 MAX	Bottom	-49.6	47.47	12.99	22.804	44.498	367.407
STORY1	P9	COMB5 MIN	Top	-106.93	-48.07	-14.35	-21.613	-2.976	-215.683
STORY1	P9	COMB5 MIN	Bottom	-116.32	-48.07	-14.35	-21.613	-45.635	-366.824

(Fuente: Elaboración propia)

Se modela la placa 9 con sus respectivas dimensiones y propiedades, en el programa CSIcol9, y se obtienen los siguientes datos:



34. Gráfico 4.16: Modelamiento de la placa 9
(Fuente: Elaboración propia)

39. Cuadro N°4.13: Valores del diagrama iteracción de la placa 9 obtenidos por el programa

DIAGRAMA DE ITERACIÓN A 0°		
Point	Load (ton)	Moment (ton-m)
1	-386.32	29.54
2	267.41	1,090.92
3	371.85	1,235.56
4	464.37	1,346.43
5	550.47	1,431.32
6	697.15	1,518.03
7	723.44	1,337.96
8	756.04	1,188.42
9	878.91	1,115.33
10	1,011.63	1,020.25
11	1,134.61	906.90
12	1,251.24	772.02
13	1,397.17	551.33
14	1,397.17	62.12
15	1,397.17	0
16	1,397.17	0
17	1,397.17	-62.12
18	1,397.17	-551.33
19	1,251.24	-772.02
20	1,134.61	-906.90
21	1,011.63	-1,020.25
22	878.91	-1,115.33
23	756.04	-1,188.42
24	723.44	-1,337.96
25	697.15	-1,518.03
26	550.47	-1,431.32
27	464.37	-1,346.43
28	371.85	-1,235.56
29	267.41	-1,090.92
30	-386.32	-29.54

DIAGRAMA DE ITERACIÓN A 90°		
Point	Load (ton)	Moment (ton-m)
1	-386.32	29.54
2	-236.79	72.67
3	-172.5	110.84
4	-103.20	148.36
5	-55.55	172.48
6	52.65	212.57
7	122.20	207.71
8	202.16	200.60
9	312.96	205.96
10	417.97	205.38
11	592.96	197.37
12	988.02	160.69
13	1,382.72	91.82
14	1,397.17	88.9
15	1,397.17	0
16	1,397.17	0
17	1,397.17	-8.45
18	1,397.17	-35.36
19	1,397.17	-73.27
20	1,397.17	-108.42
21	1,397.17	-140.18
22	1,380.96	-170.49
23	1,297.14	-196.99
24	1,366.10	-241.19
25	1,397.17	-302.29
26	1,382.53	-303.55
27	1,067.46	-285.73
28	717.68	-251.11
29	369.36	-200.54
30	-386.32	-29.54

(Fuente: Elaboración propia)

A partir del cuadro anterior se obtienen los valores de los diagramas de iteracción nominales a 0° y 90° de la placa 9, dividiendo la carga y los momentos entre 0.75 si la carga del cuadro anterior es mayor a 0 y entre 0.9 en caso contrario.

40. Cuadro N°4.14: Valores nominales del diagrama iteracción de la placa 9

DIAGRAMA DE ITERACCIÓN A 0°		
Point	Load (ton)	Moment (ton-m)
1	-429.24	32.82
2	356.55	1454.56
3	495.80	1647.41
4	619.16	1795.24
5	733.96	1908.43
6	929.53	2024.04
7	964.59	1783.95
8	1008.05	1584.56
9	1171.88	1487.11
10	1348.84	1360.33
11	1512.81	1209.20
12	1668.32	1029.36
13	1862.89	735.11
14	1862.89	82.83
15	1862.89	0.00
16	1862.89	0.00
17	1862.89	-82.83
18	1862.89	-735.11
19	1668.32	-1029.36
20	1512.81	-1209.20
21	1348.84	-1360.33
22	1171.88	-1487.11
23	1008.05	-1584.56
24	964.59	-1783.95
25	929.53	-2024.04
26	733.96	-1908.43
27	619.16	-1795.24
28	495.80	-1647.41
29	356.55	-1454.56
30	-429.24	-32.82

DIAGRAMA DE ITERACCIÓN A 90°		
Point	Load (ton)	Moment (ton-m)
1	-429.24	32.82
2	-263.10	80.74
3	-191.67	123.16
4	-114.67	164.84
5	-61.72	191.64
6	70.20	283.43
7	162.93	276.95
8	269.55	267.47
9	417.28	274.61
10	557.29	273.84
11	790.61	263.16
12	1317.36	214.25
13	1843.63	122.43
14	1862.89	118.53
15	1862.89	0.00
16	1862.89	0.00
17	1862.89	-11.27
18	1862.89	-47.15
19	1862.89	-97.69
20	1862.89	-144.56
21	1862.89	-186.91
22	1841.28	-227.32
23	1729.52	-262.65
24	1821.47	-321.59
25	1862.89	-403.05
26	1843.37	-404.73
27	1423.28	-380.97
28	956.91	-334.81
29	492.48	-267.39
30	-429.24	-32.82

(Fuente: Elaboración propia)

4.5.1. Diseño por flexocompresión:

COMBINACIONES

Combinación 01: $U1 = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$

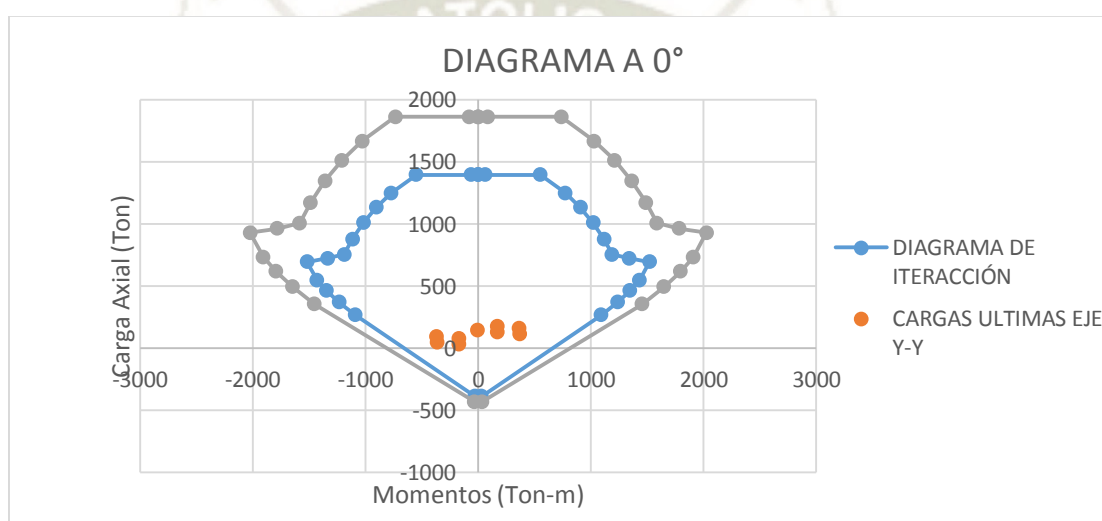
Combinación 02: $U2 = 1.25(\text{CM} + \text{CV}) + 1.00 \text{ CSX}$

Combinación 03: $U3 = 1.25(\text{CM} + \text{CV}) + 1.00 \text{ CSY}$

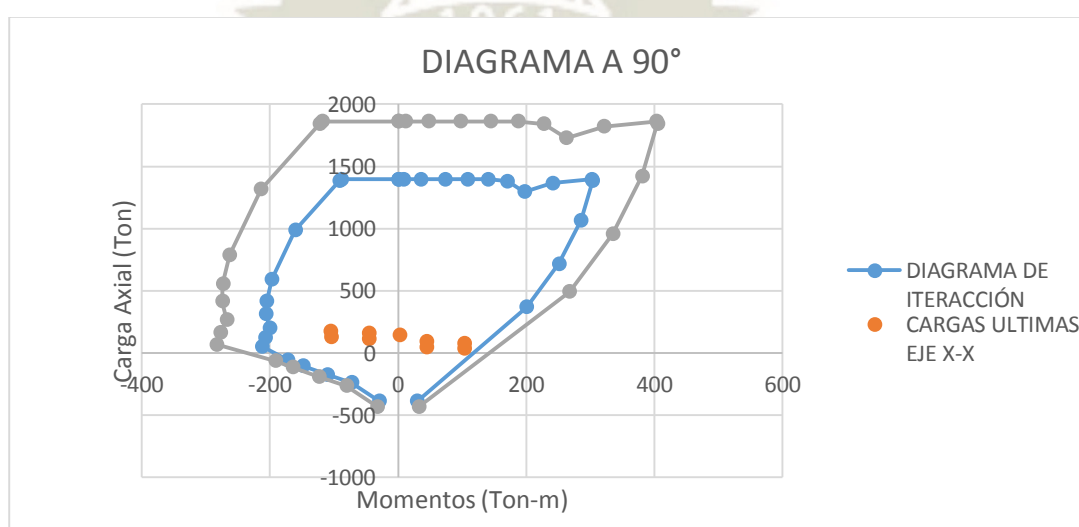
Combinación 04: $U4 = 0.9 \text{ CM} + 1.00 \text{ CSX}$

Combinación 05: $U5 = 0.9 \text{ CM} + 1.00 \text{ CSY}$

CARGAS ULTIMAS EJE Y-Y			CARGAS ULTIMAS EJE X-X		
	P(Ton)	M33(Ton-m)		P(Ton)	M22(Ton-m)
COMB 1	144.96	-4.89	COMB 1	144.96	2.88
COMB 2 Max	78.44	-172.39	COMB 2 Max	78.44	103.47
COMB 2 Min	175.40	167.12	COMB 2 Min	175.40	-105.30
COMB 3 Max	93.56	-369.75	COMB 3 Max	93.56	44.15
COMB 3 Min	160.28	364.48	COMB 3 Min	160.28	-45.98
COMB 4 Max	34.47	-170.05	COMB 4 Max	34.47	103.82
COMB 4 Min	131.44	169.47	COMB 4 Min	131.44	-104.96
COMB 5 Max	49.60	-367.41	COMB 5 Max	49.60	44.50
COMB 5 Min	116.32	366.82	COMB 5 Min	116.32	-45.64



35. Gráfico 4.17: Diagrama de iteración a 0° de la placa 9
(Fuente: Elaboración propia)



36. Gráfico 4.18: Diagrama de iteración a 90° de la placa 9
(Fuente: Elaboración propia)

4.5.2. Diseño por cortante:

Diseño por cortante de las Placas considerando Efectos Sísmicos en Dirección X-X

Vu act	32.11	Ton	(Cortante máxima obtenida del Etabs)
Mur	277.00	Ton-m	(momento nominal obtenido del diagrama a 90°)
Mu act	105.00	Ton-m	(momento actuante obtenido del diagrama a 90°)

$$Vu \text{ diseño} = Vu \text{ actuante} \left(\frac{Mur}{Muact} \right) \quad \left(\frac{Mur}{Muact} \right) < R$$

$$Vu \text{ diseño} = 84.71$$

Resistencia al cortante del concreto

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

$$Vc = 18.43 \text{ Ton}$$

Resistencia al cortante del acero

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc$$

$$Vs = 81.22 \text{ Ton}$$

$$So = \left(\frac{Av * fy * d}{Vs} \right)$$

$$Av = 2.53 \text{ cm}^2$$

$$So = 12.58 \text{ cm}$$

Diseño por cortante de las Placas considerando Efectos Sísmicos en Dirección Y-Y

Vu act	48.16	Ton	(Cortante máxima obtenida del Etabs)
Mur	1000.00	Ton-m	(momento nominal obtenido del diagrama a 0°)
Mu act	367.00	Ton-m	(momento actuante obtenido del diagrama a 0°)

$$Vu \text{ diseño} = Vu \text{ actuante} \left(\frac{Mur}{Muact} \right) \quad \left(\frac{Mur}{Muact} \right) < R$$

$$Vu \text{ diseño} = 131.23$$

Resistencia al cortante del concreto

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

$$Vc = 68.36 \text{ Ton}$$

Resistencia al cortante del acero

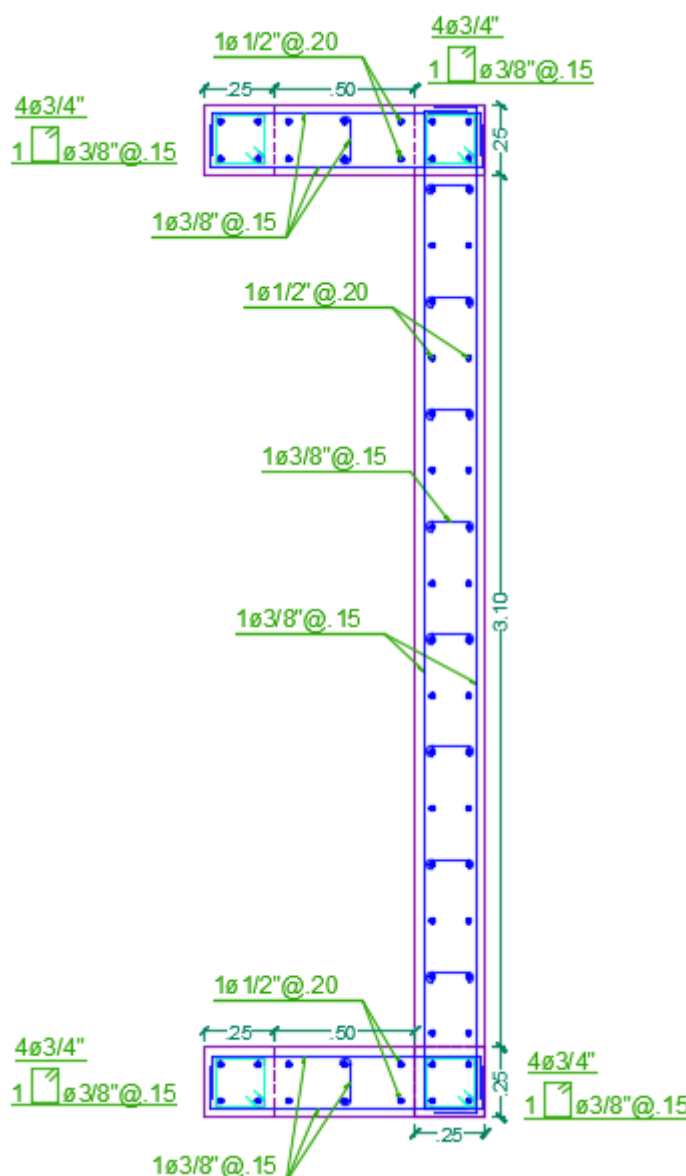
$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Vs 86.03 **Ton**

$$S_o = \left(\frac{A_v * f_y * d}{V_s} \right)$$

Av 1.43 **cm²**

So 24.77 **cm**



37. Gráfico 4.19: Diseño de la placa 9
(Fuente: Elaboración propia)

CAPÍTULO V

5. VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO

5.1. DEFINICIÓN DEL ANÁLISIS PUSHOVER:

Es una técnica eficiente para estudiar la capacidad, resistencia y deformación de una estructura bajo una distribución de fuerzas inerciales en ambos sentidos (x, y) además de determinar la respuesta máxima por medio del “Método del Espectro de Capacidad”, evaluando el máximo desplazamiento, a través de la intersección entre la curva de capacidad y el espectro de demanda reducido.

Este método consiste en la aplicación de cargas laterales incrementales a una estructura, hasta que esta llegue al colapso; de esta manera se determina la resistencia, la capacidad de la estructura y la demanda sísmica a la cual está sometida.

5.1.1. Método del espectro de capacidad:

Es un análisis estático no lineal que determina el rendimiento sísmico esperado de una estructura mediante la intersección del espectro de capacidad de la estructura con su respectivo espectro de respuesta (terremoto).

5.1.2. Punto de desempeño:

Es el punto de resistencia máxima que representa el máximo desplazamiento de una estructura, frente a una determinada demanda sísmica, donde el espectro de capacidad se cruza con el espectro de demanda reducido.

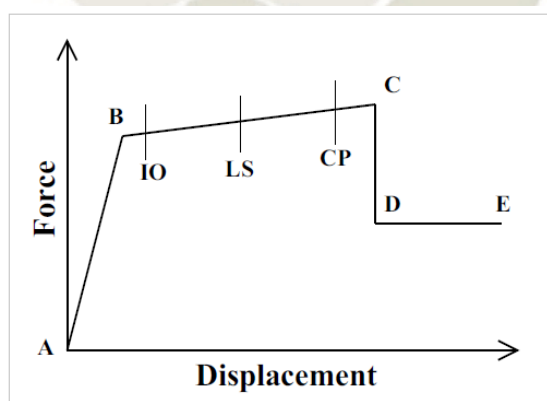
5.1.3. Rótulas plásticas:

Las zonas más críticas del edificio serán donde se generen rótulas plásticas al colocarle una fuerza sísmica a la estructura; estas zonas se encuentran en la unión de columnas y vigas, y en las placas.

Las rótulas plásticas describen el comportamiento no lineal de los elementos de concreto armado, y son los puntos donde se concentran las deformaciones plásticas de la estructura para disipar la mayor cantidad de energía. Estas rótulas, describirán la falla de la estructura. (Cardona, Kohan et al, 2012).

Las rótulas plásticas en vigas y en columnas se localizan a una distancia del 5% en ambos extremos de la longitud de dicho elemento, ya que son en esos puntos donde se obtienen los mayores momentos. Luego de aplicarle la carga incremental variable a la estructura, las vigas y columnas fallan cuando estos elementos llegan a su momento máximo en los extremos, perdiendo resistencia y no pudiendo soportar más cargas; y es en esos puntos donde se genera una rótula plástica.

Las rotulas plásticas en placas según el programa Etabs se localizan en el centro del elemento estructural ya que es ahí donde se concentra la mayor cantidad de energía y debido a la fuerza cortante y al momento, es allí donde se generan fisuras y es el punto de falla del elemento, creándose de esta manera una rótula plástica. Esta metodología se puede comprobar con una investigación experimental publicada en un paper por una universidad de España (Referencia 10), donde se hicieron muros de mampostería a escala real con distintos tipos de mortero para mejorar la respuesta del comportamiento de los muros contra su la falla por pandeo luego de aplicarles cargas variables. Los resultados obtenidos en esta investigación demuestran que los muros que se utilizaron con fines de comparación de resultados, y dos de los muros experimentales, tienen una falla por pandeo típica, caracterizada por la inclinación del muro alrededor de una rótula (grieta abierta) que aparece en centro del mismo.



38. Gráfico 5.1: Curva fuerza – desplazamiento de una rótula plástica

(Fuente: CSI 1978 - 2017)

El gráfico 5.1 muestra el proceso de deformación de una rótula plástica; siendo el tramo AB el rango elástico, donde la aparición de una rotula plástica en este tramo significa que el elemento estructural donde se generó la rótula no pierde su rigidez

inicial, esto quiere decir que el elemento se deforma cuando ocurre un evento sísmico pero regresa a su posición inicial, se comporta de manera adecuada y no provoca ningún daño al edificio.

El tramo BC es el rango inelástico donde la aparición de una rótula plástica en este tramo significa que el elemento estructural donde se generó la rótula empieza a perder su rigidez inicial comportándose de la siguiente manera: IO = (operación inmediata) el elemento estructural sufre daños leves pero sigue manteniendo en pie al edificio de una manera segura, LS = (seguridad de vida) el elemento estructural sufre daños un poco más fuertes teniendo q ser reparado pero sigue manteniendo en pie al edificio de una forma segura, CP = (cerca al colapso) el elemento estructural sufre un daño severo y el edificio está cerca al colapso, por lo tanto ya no es seguro para ser habitado por personas, ya que se necesitan hacer reparaciones totales de los elementos dañados.

El tramo CD significa que el elemento estructural ya llegó a su máxima resistencia en el rango inelástico, por lo tanto, empieza a perder su rigidez mucho más rápido provocando el colapso del edificio.

El tramo DE significa que el elemento estructural falló totalmente provocando el colapso del edificio.

5.2. PROCEDIMIENTO DEL ANÁLISIS PUSHOVER:

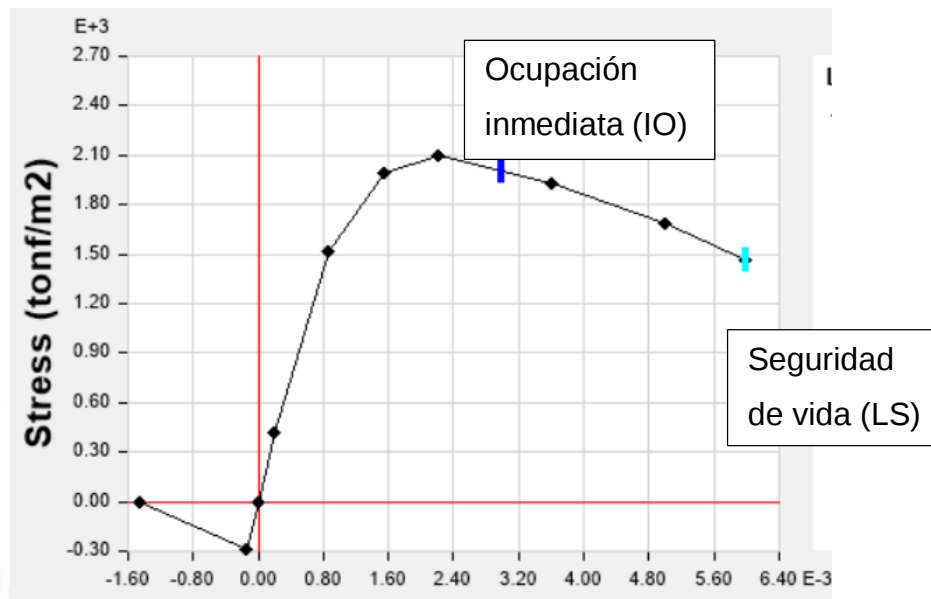
Una vez diseñado todo el edificio, teniendo bien definidos los materiales y el acero de acero cada elemento estructural, se procede a realizar el método de verificación del diseño con el análisis no lineal Pushover, utilizando el “Método del espectro de capacidad” propuesto por la ATC-40.

5.2.1. Propiedades no lineales de los materiales:

Se definen las propiedades no lineales de los materiales, se mostrará a continuación el comportamiento no lineal del material concreto 210:

Define / material properties / CONC210 / Nonlinear material data:

- Miscellaneous Parameters → Hysteresis Type: Takeda
- Stress Strain Curve Definition options → Parametric: Mander



39. Gráfico 5.2: Diagrama esfuerzo-deformación del concreto no lineal
(Fuente: Elaboración propia utilizando Etabs)

Para el análisis Pushover, se inserta un nuevo espectro de diseño considerando un “R=1” ya que de esta manera las rótulas plásticas definen finalmente el comportamiento del edificio en el rango inelástico.

5.2.2. Definición de los patrones de carga:

Se crea el patrón de cargas laterales llamado “Push X” o “Push Y”, dependiendo del sentido en el que se esté trabajando. Las cargas laterales dependen de los desplazamientos máximos ubicados en el centro de masas de cada piso.

Las cargas laterales se aplican al diafragma del centro de masas del edificio.

Define / Load patterns:

- Carga (Load) : PUSH_X / PUSH_Y
- Tipo (type) : Seismic (sísmica)
- Factor de peso (Self weight multiplier) : 0
- Carga lateral (Lateral load) : User loads (definidas por el usuario)

41. Cuadro N°5.1: Patrón de cargas laterales

	UX	CARGA	UY	CARGA
D5	0.170	1.00	0.178	1.00
D4	0.140	0.83	0.139	0.78
D3	0.104	0.61	0.097	0.54
D2	0.063	0.38	0.057	0.33
D1	0.024	0.14	0.022	0.13

(Fuente: Elaboración propia)

5.2.3. Definición de los casos de carga:

Define / Load cases:

Se crean los casos de carga para ambos sentidos X y Y:

- Nombre de la Carga (Load case name) : PUSH_X / PUSH_Y
- Tipo del caso de carga (Load case type) : Nonlinear static
- Condiciones iniciales (initial conditions) : Zero initial conditions – start from unstressed state
- Cargas aplicadas (Loads applied):
 - ✓ Nombre de la carga (Load name) : PUSH_X / PUSH_Y
 - ✓ Factor de escala (scale factor) : 1
- Aplicación de la carga (load application):
 - ✓ Load application control : Displacement control
 - ✓ Control displacement : Use monitored displacement = 0.5 m
 - ✓ Monitored displacement: se coloca la carga lateral en la dirección especificada y en el centro de masas del último nivel del edificio.

Para X:

- Dirección : U1
- Piso : 5 (story 5)
- Punto : 27

Para Y:

- Dirección : U2
- Piso : 5 (story 5)
- Punto : 2

- Results saved : múltiple states

5.2.4. Asignación de rótulas plásticas:

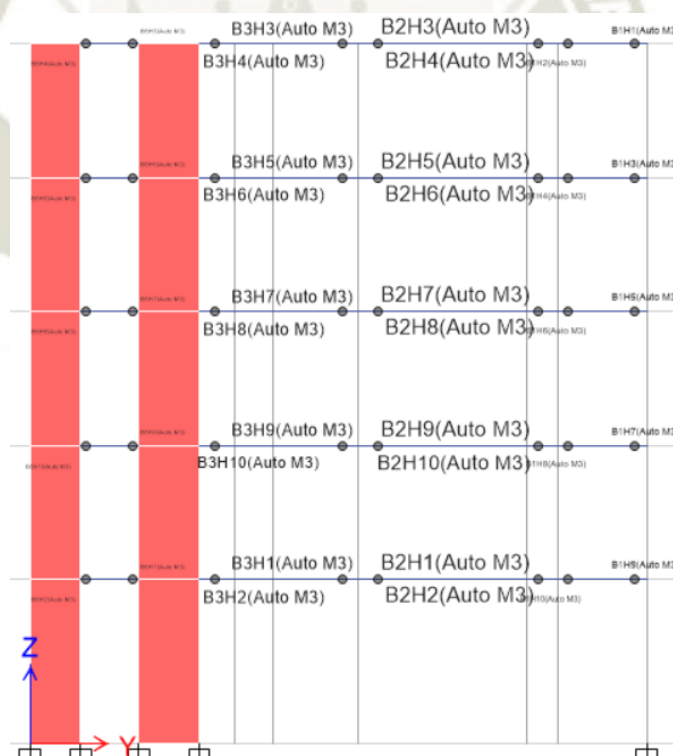
- Para vigas: se seleccionan todas las vigas del edificio y se asignan rótulas plásticas a 10 cm de los extremos de cada viga.

Assing / frame / hinges / add:

Hinge property: Auto M3 → Relative Distance: 0.1

Hinge property: Auto M3 → Relative Distance: 0.9

- ✓ Auto hinge type : From tables in ASCE41-13
- ✓ Select a hinge table : Table 10-7 (concrete beams – flexure) item i
- ✓ Degree of freedom : M3
- ✓ Value from : Case = PUSH_X / PUSH_Y
- ✓ Reinforcing ratio : From current design
- ✓ Deformation control hinge: Drops load After point E (el programa dejara de aplicar las cargas laterals al edificio cuando llegue al colapso).



40. Gráfico 5.3: Asignación de rótulas plásticas en vigas
(Fuente: Elaboración propia utilizando Etabs)

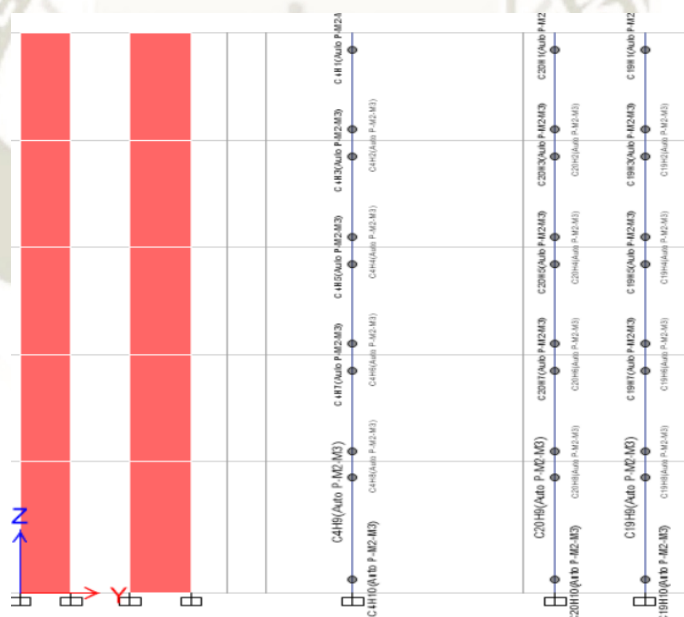
- Para columnas: se seleccionan todas las columnas del edificio y se asignan rotulas plásticas a 10 cm de los extremos de cada columna.

Assing / frame / hinges / add:

Hinge property: Auto P-M2-M3 → Relative Distance: 0.1

Hinge property: Auto P-M2-M3 → Relative Distance: 0.9

- ✓ Auto hinge type : From tables in ASCE41-13
- ✓ Select a hinge table : Table 10-8 (concrete columns)
- ✓ Degree of freedom : P-M2-M3
- ✓ Concrete column failure condition : Condition ii – flexure/shear
- ✓ Value from : Case = PUSH_X / PUSH_Y
- ✓ Reinforcing ratio : From current design
- ✓ Deformation control hinge: Drops load After point E (el programa dejara de aplicar las cargas laterales al edificio cuando llegue al colapso).

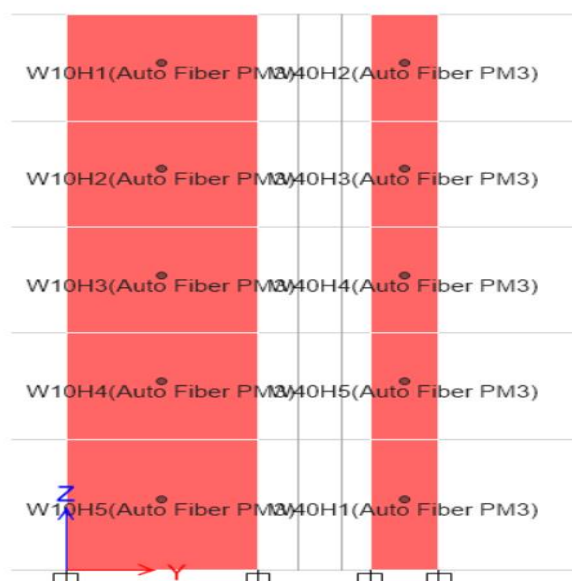


41. Gráfico 5.4: Asignación de rótulas plásticas en columnas

(Fuente: Elaboración propia utilizando Etabs)

- Para placas: se seleccionan todas las placas del edificio y se asignan rotulas plásticas automáticas.

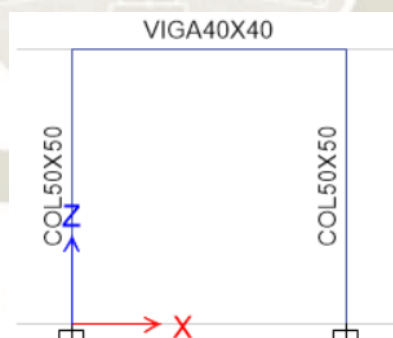
Assign / Shell / Wall hinge → Auto Fiber P-M3



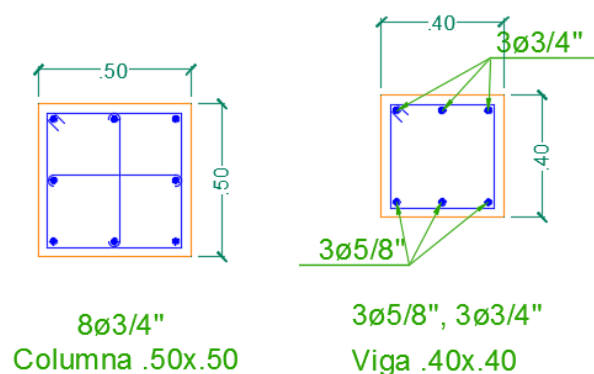
42. Gráfico 5.5: Asignación de rótulas plásticas en placas
(Fuente: Elaboración propia utilizando Etabs)

5.2.5. Validación de la curva de demanda:

Como un ejemplo para poder demostrar cómo se obtiene la curva de capacidad en el programa Etabs, se modelará un pórtico simple con las siguientes características.

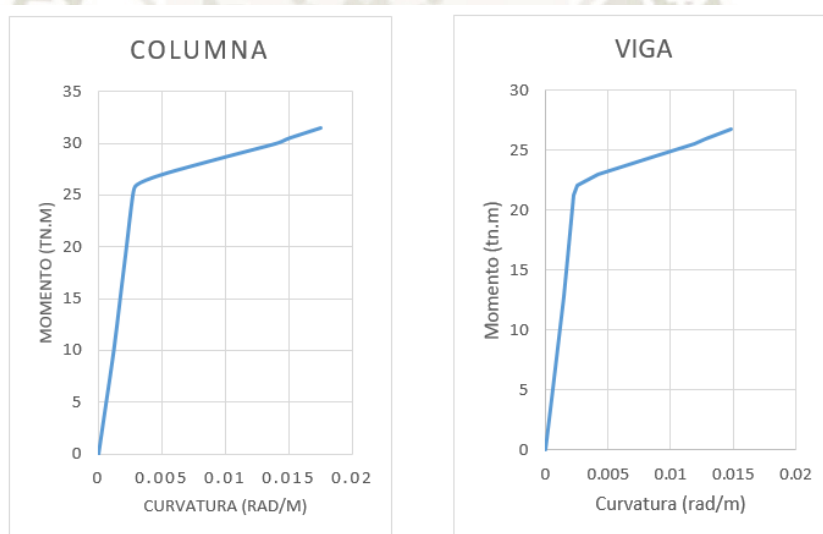


43. Gráfico 5.6: Pórtico de ejemplo
(Fuente: Elaboración propia utilizando Etabs)



44. Gráfico 5.7: Secciones de columnas y vigas de ejemplo
(Fuente: Elaboración propia)

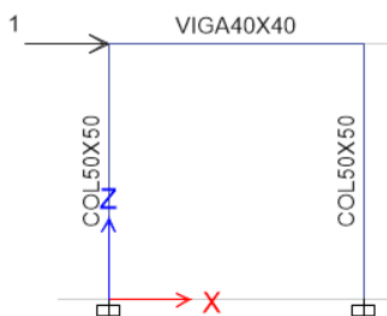
Utilizando las mismas propiedades de los materiales del edificio, se obtienen los diagramas momento curvatura de cada elemento.



45. Gráfico 5.8: Diagrama momento curvatura de los elementos
(Fuente: Elaboración propia)

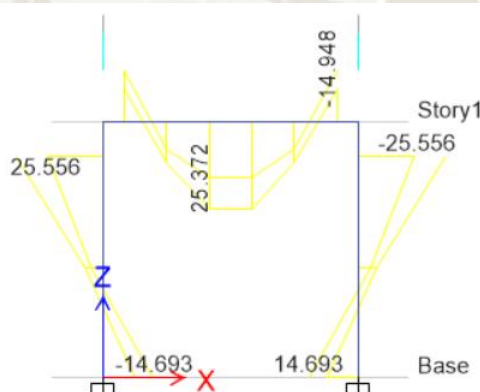
Este diagrama momento curvatura, nos muestra el momento de fluencia (M_y columna = 26 tn.m y M_y viga = 22 tn.m) y el momento ultimo (M_u columna = 31.5 tn.m y M_u viga = 26 tn.m) de cada elemento. El momento de fluencia M_y nos indica que desde ese momento el elemento empieza a perder rigidez deformándose en un rango inelástico, por otro lado, el momento último M_u nos indica la resistencia máxima de cada elemento antes del colapso.

Se le aplica una carga lateral al pórtico para poder obtener los diagramas de momentos.



46. Gráfico 5.9: Aplicación de la carga lateral al pórtico
(Fuente: Elaboración propia)

Se halla una proporción para obtener un nuevo patrón de carga lateral al comparar los momentos máximos obtenidos en las columnas y vigas del pórtico con sus respectivos momentos últimos del diagrama momento curvatura.



47. Gráfico 5.10: Diagrama de momentos del pórtico
(Fuente: Elaboración propia)

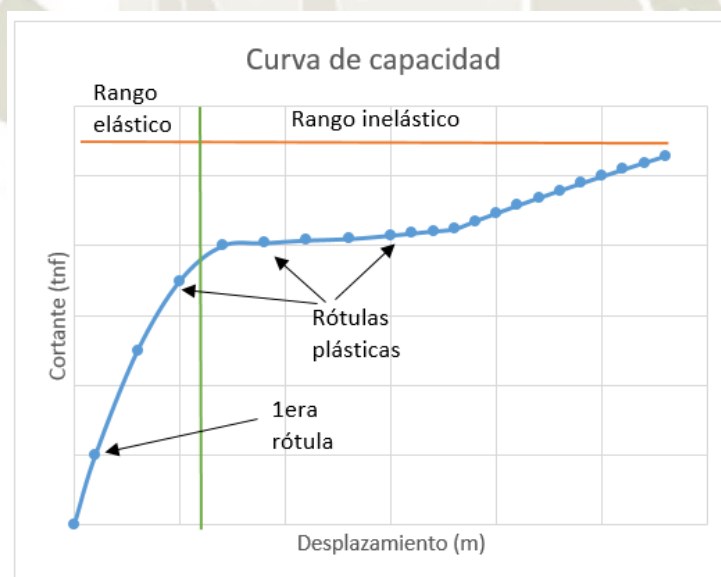
Los primeros puntos de la curva de capacidad serán las rotulas q se formen en los momentos máximos del pórtico, en este caso serán los momentos en el extremo superior de cada columna, ya que ese momento es parecido al momento de fluencia M_y del diagrama momento curvatura de la columna, por lo tanto, las primeras rótulas plásticas del pórtico estarán en el rango elástico.

Los siguientes puntos de la curva de capacidad del pórtico, se obtienen cuando se vuelve a aplicar la nueva carga lateral al pórtico, obtenida de la proporción

mencionada anteriormente, ya que los nuevos momentos obtenidos serán muy parecidos o superiores a los momentos últimos del diagrama momento curvatura de cada elemento. Esto quiere decir que si el momento máximo en los extremos de cada elemento el pórtico, son superiores o iguales a los M_u del diagrama momento curvatura de cada elemento, este elemento falla en ese punto originándose una rótula plástica.

Cuando las columnas o vigas fallan en un punto, se descarga el pórtico completamente y se libera de momento en ese punto, ya que se generó una rótula plástica; se realiza el mismo procedimiento volviendo a incrementar la carga lateral aplicada al pórtico obteniendo nuevos momentos y así saber dónde se generan nuevas las siguientes rotulas, para seguir obteniendo nuevos puntos en la curva de capacidad del pórtico.

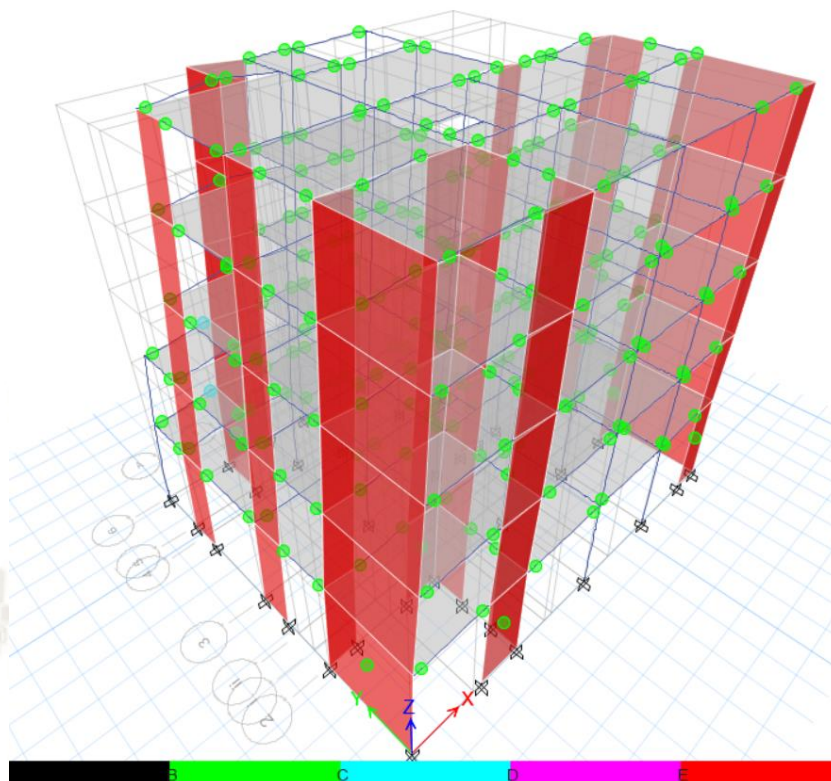
Este proceso se realiza hasta q se hayan generado todas las rotulas plásticas posibles en los elementos del pórtico hasta el colapso del mismo, por la pérdida total de resistencia de cada elemento.



48. Gráfico 5.11: Curva de capacidad del pórtico
(Fuente: Elaboración propia)

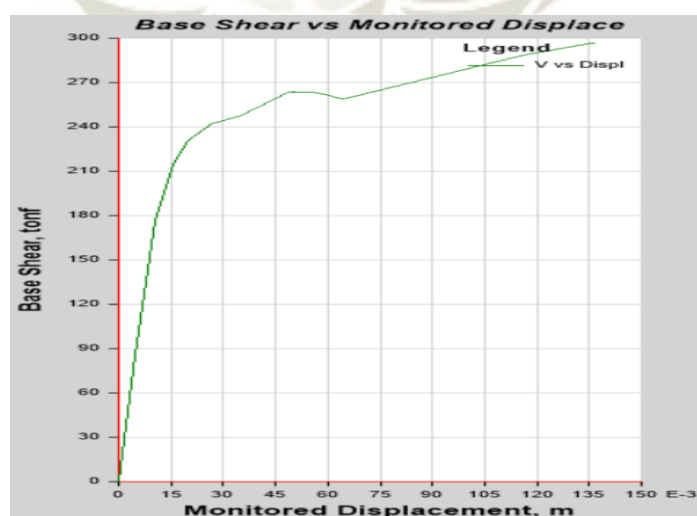
5.2.6. Resultados del análisis:

Una vez asignadas las rótulas plásticas a columnas, vigas y placas; se corre el programa para obtener la curva de capacidad del edificio.

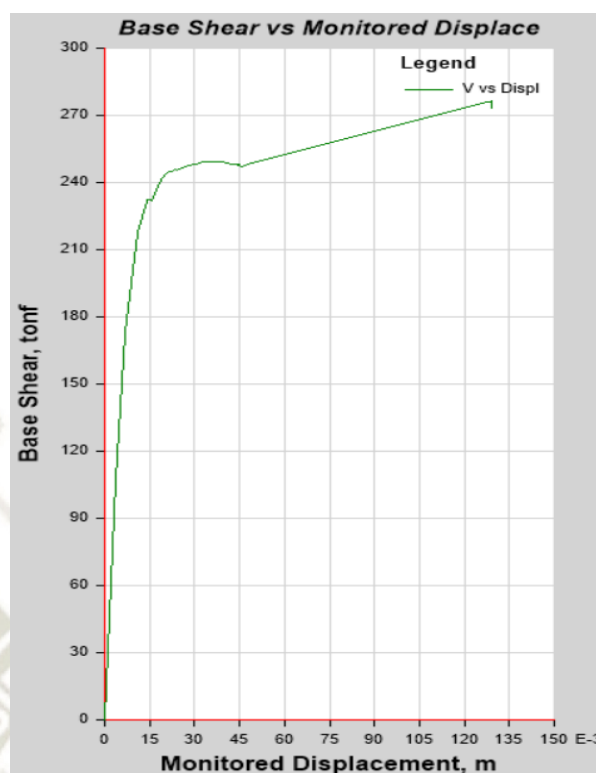


49. Gráfico 5.12: Deformada del caso Push X en el paso 33/33
(Fuente: Elaboración propia utilizando Etabs)

Nota: como se observa en el gráfico 5.3, las rotulas plásticas generadas en la estructura se mantienen de color verde (entre el punto B y C), esto quiere decir que el nivel de desempeño del edificio se mantiene antes del colapso.



50. Gráfico 5.13: Curva de capacidad del edificio del caso Push X
(Fuente: Elaboración propia utilizando Etabs)



51. Gráfico 5.14: Curva de capacidad del edificio del caso Push Y
(Fuente: Elaboración propia utilizando Etabs)

5.3. CONVERSIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD A UN ESPECTRO DE CAPACIDAD:

Para continuar con el procedimiento del “método del espectro de capacidad” y encontrar el punto de desempeño del edificio, se tiene que convertir la curva de capacidad (cortante vs desplazamiento) obtenida con el programa Etabs, a un espectro de capacidad; la cual está en un formato de Espectro de Respuesta Aceleración-Desplazamiento (ADRS), en coordenadas S_a vs S_d .

Según el ATC-40, las fórmulas para realizar esta conversión son las siguientes:

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \quad \alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]}$$

$$S_{ai} = \frac{V_i / W}{\alpha_1} \quad S_{di} = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \phi_{techo,1}}$$

Donde:

PF_1 = factor de participación modal para el primer modo natural

α_1 = coeficiente modal de masa para el primer modo natural

w_i / g = masa asignada al nivel i

ϕ_{i1} = amplitud del modo 1 en el nivel i

N = nivel N , el nivel que es el más alto en la parte principal de la estructura

V = cortante basal

W = peso muerto del edificio más probable carga viva.

Δ_{techo} = desplazamiento del techo (V y el asociado Δ_{tercho} componen puntos sobre la curva de capacidad).

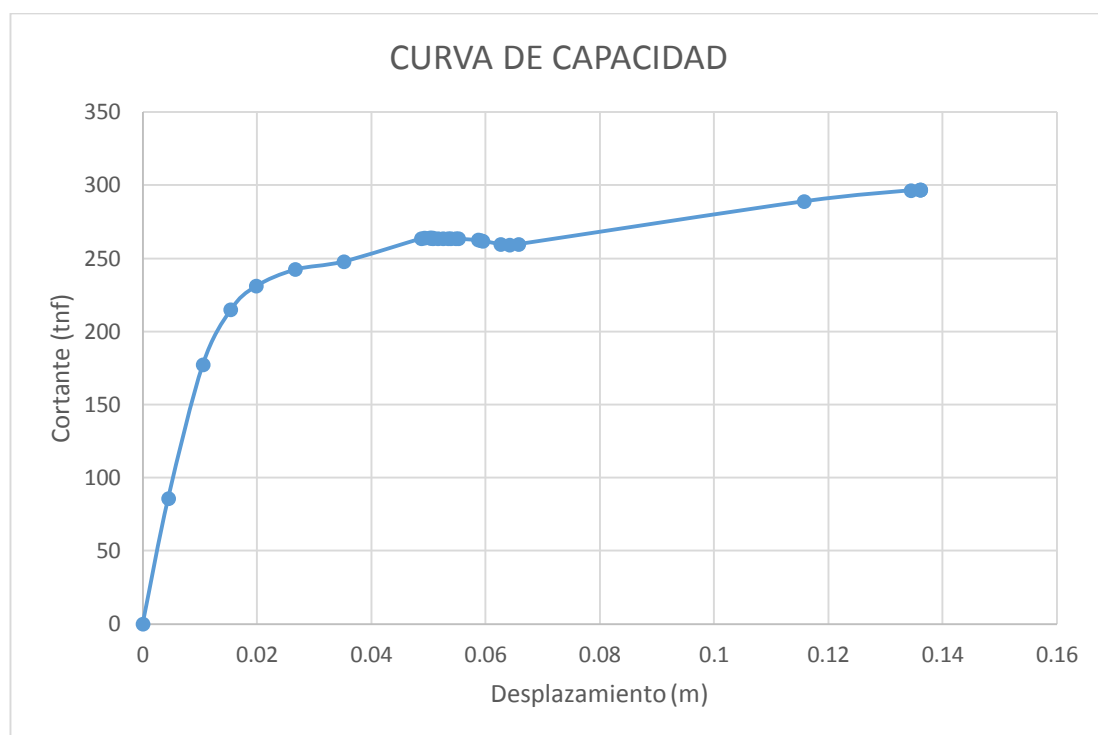
S_a = aceleración espectral

S_d = desplazamiento espectral (S_a y el asociado S_d componen puntos sobre espectro de capacidad).

42. Cuadro N°5.2: Cálculo del factor de participación modal y el coeficiente modal de masa para el primer modo natural para el caso Push X

NIVEL	Wi (tnf)	Wi/g (tnf s2/m)	ϕ_i	Wi* ϕ_i/g	Wi*(ϕ_i) ² /g
Piso 1	155.10	15.81	0.14	2.21	0.31
Piso 2	171.98	17.53	0.38	6.66	2.53
Piso 3	181.77	18.53	0.61	11.30	6.89
Piso 4	195.32	19.91	0.83	16.53	13.72
Piso 5	152.18	15.51	1	15.51	15.51
Σ	856.35	87.29	-	52.22	38.96
			PF =	1.34	
			$\alpha =$	0.80	

(Fuente: Elaboración propia)

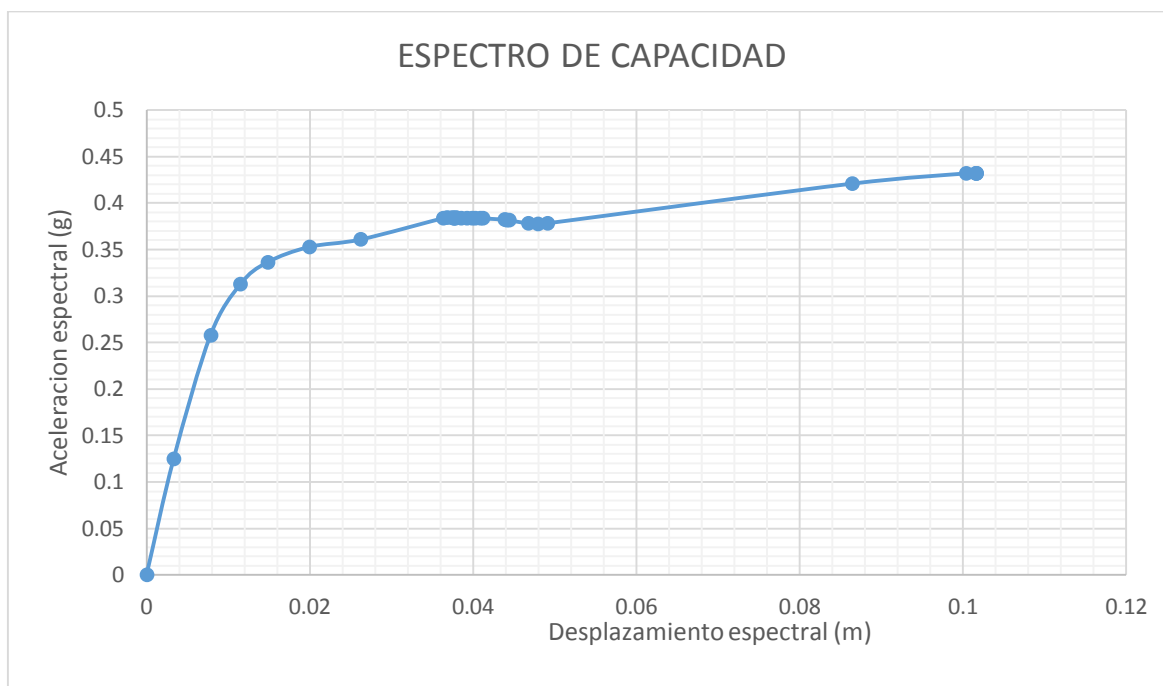


52. Gráfico 5.15: Curva de capacidad en coordenadas cortante vs desplazamiento para el caso Push X
(Fuente: Elaboración propia)

43. Cuadro N°5.3: Conversión de la curva de capacidad en espectro de capacidad
para el caso Push X

	CURVA DE CAPACIDAD		ESPECTRO DE CAPACIDAD	
	Desplazamiento (m)	Cortante (tnf)	Sd (m)	Sa (g)
0	0	0	0	0
1	0.004448	85.5701	0.00331918	0.12465781
2	0.010503	176.9525	0.00783754	0.25778292
3	0.015419	214.6603	0.01150595	0.31271533
4	0.019856	230.8176	0.01481692	0.33625315
5	0.026741	242.1521	0.01995464	0.35276515
6	0.035181	247.6544	0.02625272	0.36078086
7	0.04872	263.3711	0.03635578	0.38367682
8	0.049373	263.6382	0.03684306	0.38406593
9	0.050183	263.7928	0.0374475	0.38429115
10	0.050383	263.5841	0.03759674	0.38398711
11	0.050507	263.5923	0.03768927	0.38399906
12	0.050729	263.5272	0.03785493	0.38390422
13	0.0508	263.6302	0.03790792	0.38405427
14	0.051688	263.4171	0.03857056	0.38374383
15	0.052575	263.457	0.03923245	0.38380195
16	0.053463	263.2916	0.0398951	0.383561
17	0.053907	263.4211	0.04022642	0.38374966
18	0.054794	263.2271	0.04088831	0.38346704
19	0.055238	263.1818	0.04121964	0.38340105
20	0.058754	262.2742	0.04384334	0.38207886
21	0.059144	261.9798	0.04413437	0.38164998
22	0.059535	261.8044	0.04442614	0.38139446
23	0.06266	259.4005	0.04675807	0.37789248
24	0.064223	258.8935	0.04792441	0.37715389
25	0.065785	259.5323	0.04909001	0.37808448
26	0.115785	288.8036	0.08640095	0.42072667
27	0.134535	296.3355	0.10039255	0.43169908
28	0.136098	296.5294	0.10155889	0.43198155
29	0.136195	296.4667	0.10163127	0.43189021
30	0.1362	296.4593	0.101635	0.43187943

(Fuente: Elaboración propia)



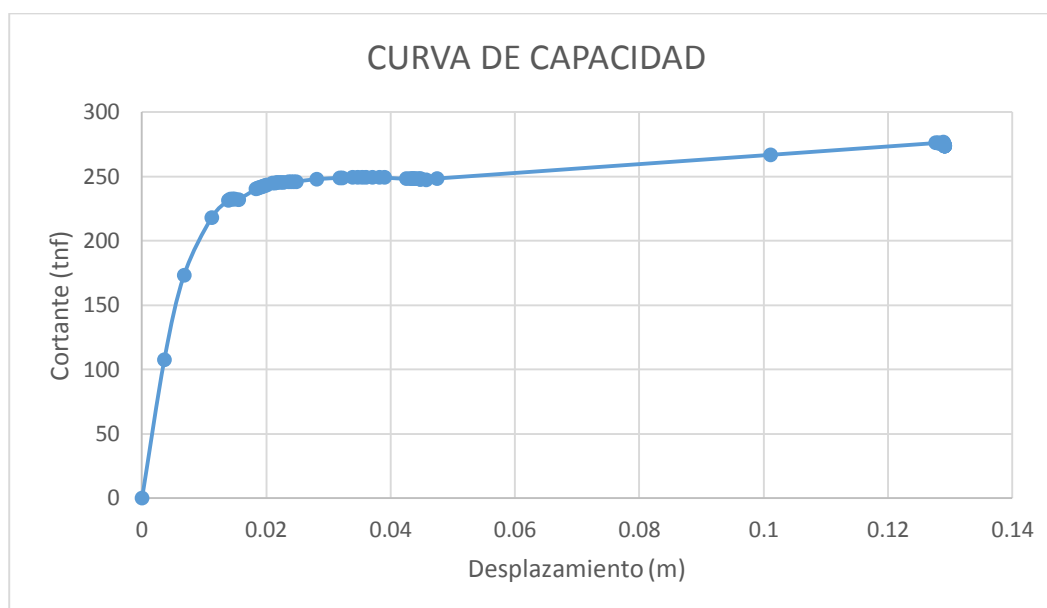
53. Gráfico 5.16: Espectro de capacidad en condenadas S_a vs S_d para el caso *Push X*

(Fuente: Elaboración propia)

44. Cuadro N°5.4: Cálculo del factor de participación modal y el coeficiente modal de masa para el primer modo natural para el caso *Push Y*

NIVEL	W_i (tnf)	W_i/g (tnf s ² /m)	ϕ_i	$W_i \cdot \phi_i/g$	$W_i \cdot (\phi_i)^2/g$
Piso 1	155.10	15.81	0.13	2.06	0.27
Piso 2	171.98	17.53	0.33	5.79	1.91
Piso 3	181.77	18.53	0.54	10.01	5.40
Piso 4	195.32	19.91	0.78	15.53	12.11
Piso 5	152.18	15.51	1	15.51	15.51
Σ	856.35	87.29	-	48.89	35.20
PF =			1.39		
α =			0.78		

(Fuente: Elaboración propia)



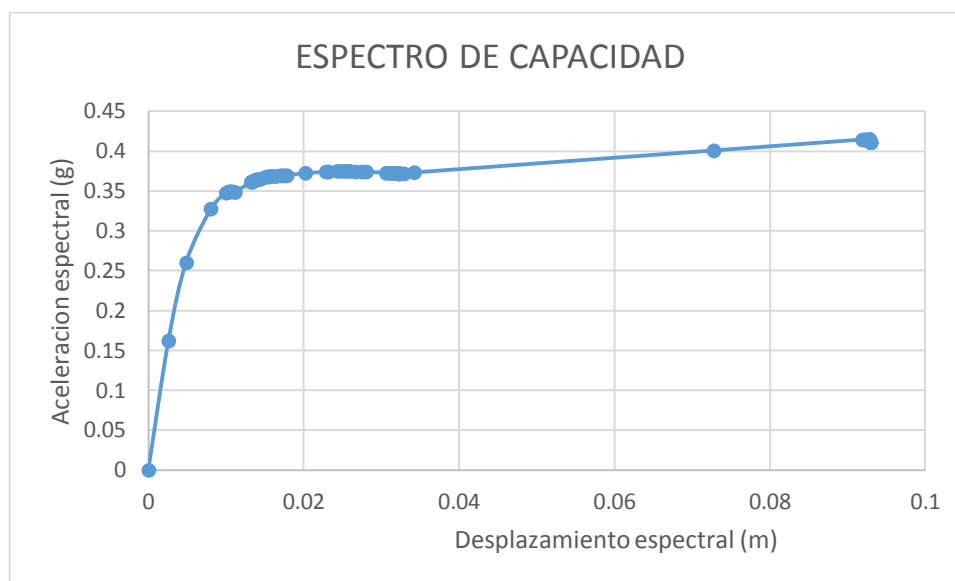
54. Gráfico 5.17: Curva de capacidad en condenadas S_a vs S_d para el caso Push Y
(Fuente: Elaboración propia)

45. Cuadro N°5.5: Conversión de la curva de capacidad en espectro de capacidad para el caso Push Y

	CURVA DE CAPACIDAD		ESPECTRO DE CAPACIDAD	
	Desplazamiento (m)	Cortante (tnf)	S_d (m)	S_a (g)
0	0	0	0	0
1	0.003586	107.6232	0.0025823	0.16159526
2	0.006736	173.0202	0.00485064	0.25978826
3	0.011172	217.9002	0.00804503	0.32717517
4	0.013876	231.5825	0.0099922	0.34771902
5	0.014208	232.1586	0.01023128	0.34858403
6	0.014511	232.373	0.01044947	0.34890595
7	0.014683	232.364	0.01057333	0.34889243
8	0.0149	232.4126	0.01072959	0.34896541
9	0.01547	231.9775	0.01114005	0.34831211
10	0.018304	240.2618	0.01318084	0.36075091
11	0.018583	240.7553	0.01338175	0.3614919
12	0.018811	241.3818	0.01354593	0.36243258
13	0.019187	241.9223	0.01381669	0.36324414
14	0.019415	242.4483	0.01398088	0.36403392
15	0.019729	242.7509	0.01420699	0.36448827
16	0.020024	243.3658	0.01441942	0.36541154
17	0.020968	244.5957	0.0150992	0.36725822
18	0.021398	244.8215	0.01540885	0.36759726

19	0.021712	245.1798	0.01563496	0.36813524
20	0.022217	245.1461	0.01599861	0.36808464
21	0.022767	245.4428	0.01639467	0.36853013
22	0.023585	245.7322	0.01698372	0.36896467
23	0.023963	245.6783	0.01725592	0.36888374
24	0.024413	245.8925	0.01757997	0.36920535
25	0.02475	245.9964	0.01782265	0.36936136
26	0.028071	247.9061	0.02021412	0.37222876
27	0.031787	248.8736	0.02289004	0.37368145
28	0.032153	249.0237	0.0231536	0.37390682
29	0.033825	249.3924	0.02435762	0.37446042
30	0.034677	249.3872	0.02497115	0.37445262
31	0.035423	249.3443	0.02550835	0.3743882
32	0.035957	249.4242	0.02589288	0.37450817
33	0.037034	249.2161	0.02666844	0.37419571
34	0.038192	249.2098	0.02750232	0.37418625
35	0.038982	249.0831	0.02807121	0.37399601
36	0.042532	248.0792	0.03062759	0.37248866
37	0.043139	248.1286	0.03106469	0.37256284
38	0.04339	248.1078	0.03124544	0.37253161
39	0.043616	248.0645	0.03140818	0.37246659
40	0.043825	248.2127	0.03155868	0.37268911
41	0.044349	248.097	0.03193602	0.37251539
42	0.044635	247.5538	0.03214197	0.37169978
43	0.044748	248.1387	0.03222334	0.372578
44	0.044776	247.5868	0.03224351	0.37174933
45	0.044788	247.651	0.03225215	0.37184573
46	0.045685	247.3496	0.03289808	0.37139318
47	0.047477	248.3961	0.03418852	0.37296449
48	0.101062	266.7665	0.07277544	0.40054748
49	0.127625	275.9239	0.09190364	0.41429723
50	0.128015	275.9295	0.09218448	0.41430564
51	0.128113	275.7575	0.09225505	0.41404738
52	0.128894	276.4092	0.09281746	0.4150259
53	0.128919	275.5718	0.09283546	0.41376855
54	0.129016	275.0401	0.09290531	0.41297021
55	0.129065	273.4788	0.0929406	0.41062593
56	0.129065	273.4835	0.0929406	0.41063299
57	0.129078	273.6196	0.09294996	0.41083734
58	0.12909	273.5746	0.0929586	0.41076978
59	0.129096	273.5398	0.09296292	0.41071752
60	0.129096	273.5272	0.09296292	0.41069861
61	0.129097	273.503	0.09296364	0.41066227
62	0.129097	273.5031	0.09296364	0.41066242
63	0.129097	273.5076	0.09296364	0.41066918

(Fuente: Elaboración propia)



55. Gráfico 5.18: Espectro de capacidad en condenadas S_a vs S_d para el caso Push Y

(Fuente: Elaboración propia)

5.3.1. Representación bilineal del espectro de capacidad:

El ATC-40 utiliza una representación bilineal del espectro de capacidad para poder estimar la reducción del espectro de respuesta y así obtener el punto de desempeño del edificio.

Para la construcción de esta representación bilineal, se debe suponer un punto de desempeño inicial “(api, dpi)”; con este primer punto supuesto “(ap1,dp1)” se calcula la reducción del espectro de diseño del edificio. Si el espectro de capacidad se intersecta con el espectro de diseño reducido, el punto “(ap1,dp1)” sería el punto de desempeño del edificio; de lo contrario, se debe suponer otro punto de desempeño “(ap2,dp2)” y así sucesivamente hasta lograr la intersección del espectro de capacidad con el espectro de diseño reducido.

A partir del espectro de capacidad, se dibuja la primera línea recta desde el origen de la gráfica (0,0) hacia arriba, siguiendo la rigidez inicial del edificio; se dibuja la segunda línea recta hacia abajo, desde el punto de desempeño supuesto de la gráfica (api,dpi) hasta intersectar con la primera línea, obteniendo el punto (ay,dy) tratando de hacer que el área bajo la curva A2 sea igual al área sobre la curva A1.

6. Gráfico 5.19: Representación bilineal del espectro de c

(Fuente: Delgadillo, J., 2005)

SPECTRO DE DEMANDA

El ATC-40 existen 3 niveles sísmicos: Sismo de Diseño, S

Máximo.

Sismo de Diseño:

Sismo que tiene el 10% de probabilidad de ocurrencia en u

en un periodo de retorno de 475 años aproximadamente.

6. Gráfico 5.19: Representación bilineal del espectro de c

(Fuente: Delgadillo, J., 2005)

SPECTRO DE DEMANDA

El ATC-40 existen 3 niveles sísmicos: Sismo de Diseño, S

Máximo.

Sismo de Diseño:

Sismo que tiene el 10% de probabilidad de ocurrencia en u

en un periodo de retorno de 475 años aproximadamente.

6. Gráfico 5.19: Representación bilineal del espectro de c

(Fuente: Delgadillo, J., 2005)

SPECTRO DE DEMANDA

El ATC-40 existen 3 niveles sísmicos: Sismo de Diseño, S

Máximo.

Sismo de Diseño:

Sismo que tiene el 10% de probabilidad de ocurrencia en u

en un periodo de retorno de 475 años aproximadamente.

6. Gráfico 5.19: Representación bilineal del espectro de c

(Fuente: Delgadillo, J., 2005)

SPECTRO DE DEMANDA

El ATC-40 existen 3 niveles sísmicos: Sismo de Diseño, S

Máximo.

Sismo de Diseño:

Sismo que tiene el 10% de probabilidad de ocurrencia en u

en un periodo de retorno de 475 años aproximadamente.

6. Gráfico 5.19: Representación bilineal del espectro de c

(Fuente: Delgadillo, J., 2005)

SPECTRO DE DEMANDA

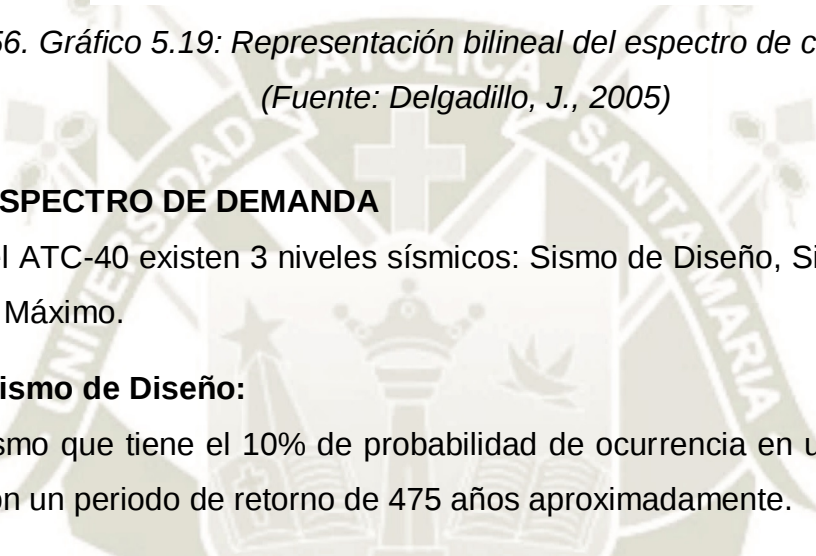
El ATC-40 existen 3 niveles sísmicos: Sismo de Diseño, S

Máximo.

Sismo de Diseño:

Sismo que tiene el 10% de probabilidad de ocurrencia en u

en un periodo de retorno de 475 años aproximadamente.



6. Gráfico 5.19: Representación bilineal del espectro de c

(Fuente: Delgadillo, J., 2005)

SPECTRO DE DEMANDA

El ATC-40 existen 3 niveles sísmicos: Sismo de Diseño, S

Máximo.

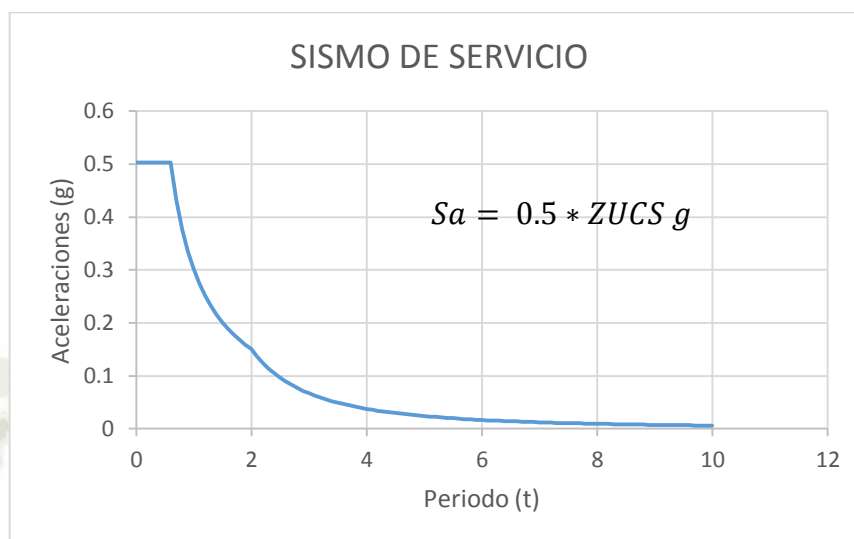
Sismo de Diseño:

Sismo que tiene el 10% de probabilidad de ocurrencia en u

en un periodo de retorno de 475 años aproximadamente.

5.4.2. Sismo de Servicio:

Es el sismo que tiene el 50% de probabilidad de ocurrencia en un periodo de 50 años, con un periodo de retorno de 75 años aproximadamente. Este sismo se representa como 0.5 veces el Sismo de Diseño.

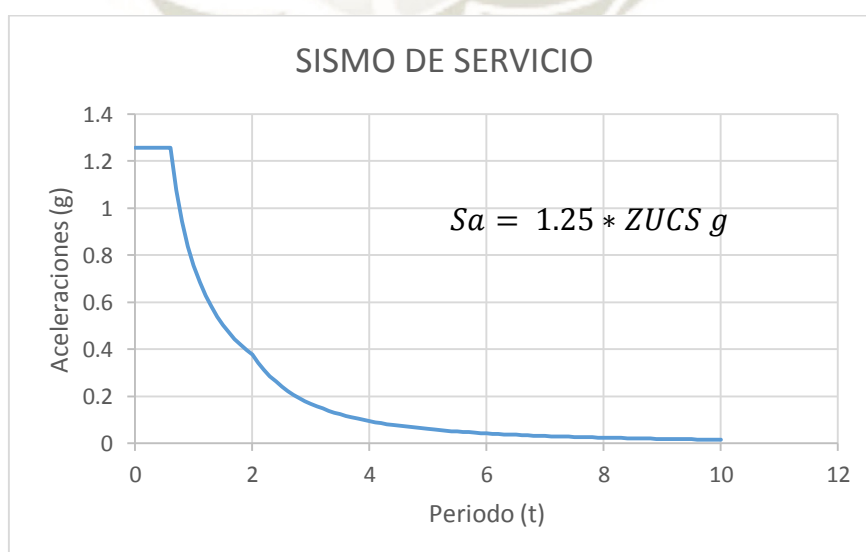


58. Gráfico 5.21: Sismo de Servicio

(Fuente: elaboración propia)

5.4.3. Sismo Máximo:

Es el sismo que tiene el 5% de probabilidad de ocurrencia en un periodo de 50 años, con un periodo de retorno de 975 años aproximadamente. Este sismo se representa de 1.25 a 1.5 veces el Sismo de Diseño.



59. Gráfico 5.22: Sismo Máximo

(Fuente: elaboración propia)

5.5. SISMO DE DISEÑO EN FORMATO SA VS SD

Para convertir el espectro de demanda de la NTP-030 con un formato de aceleración espectral vs periodo (S_a vs T) a un formato de aceleración espectral vs desplazamiento espectral, se utiliza la siguiente formula indicada en el ATC-40:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} g$$

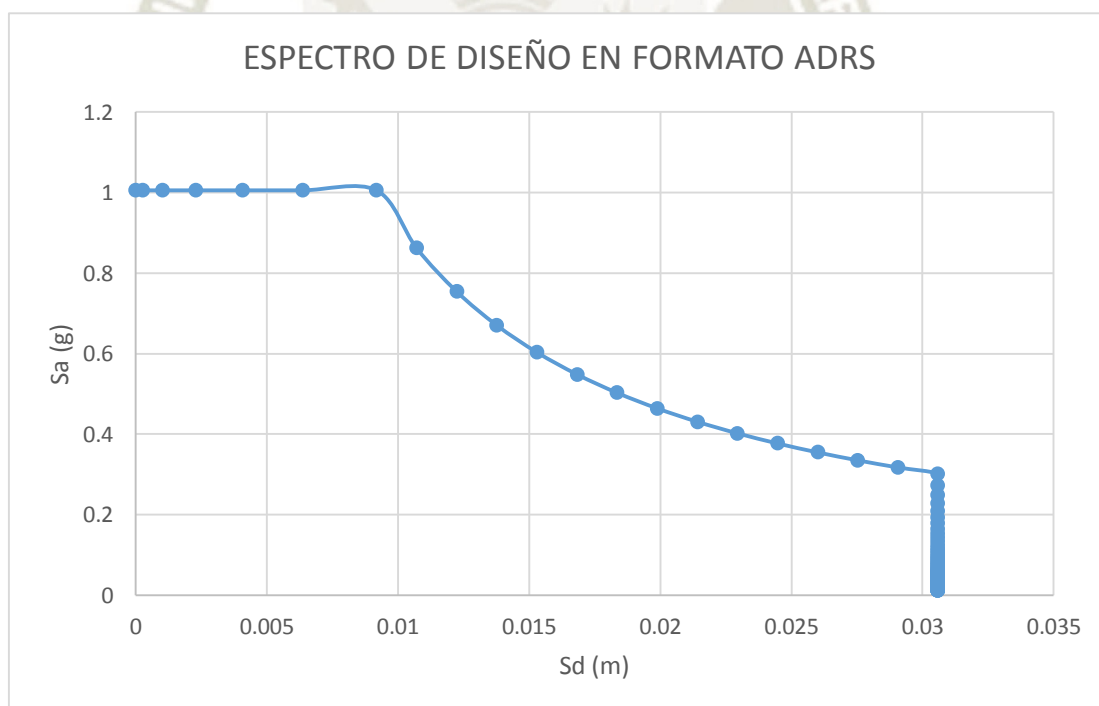
Donde:

S_{di} = desplazamiento espectral del punto T_i

T_i = Periodo del espectro en el punto i

S_{ai} = Aceleracion espectral del punto T_i

g = gravedad = 9.81 m/s^2



60. Gráfico 5.23: Espectro de diseño en formato ADRS
(Fuente: elaboración propia)

5.6. REDUCCIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO:

El espectro de diseño según la NTP-030 tiene un amortiguamiento crítico del 5%, al reducir el espectro de diseño, este tendrá un amortiguamiento mayor al 5% debido al daño que presente la estructura. Este amortiguamiento del espectro reducido será la suma del amortiguamiento inherente de la estructura y el amortiguamiento histerético por los desplazamientos inelásticos que se presentan en la estructura. La fórmula para obtener el amortiguamiento efectivo según el ATC-40 es la siguiente:

$$\beta_{eq} = \beta_o + 0.05$$

$$\beta_o = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}}$$

Donde:

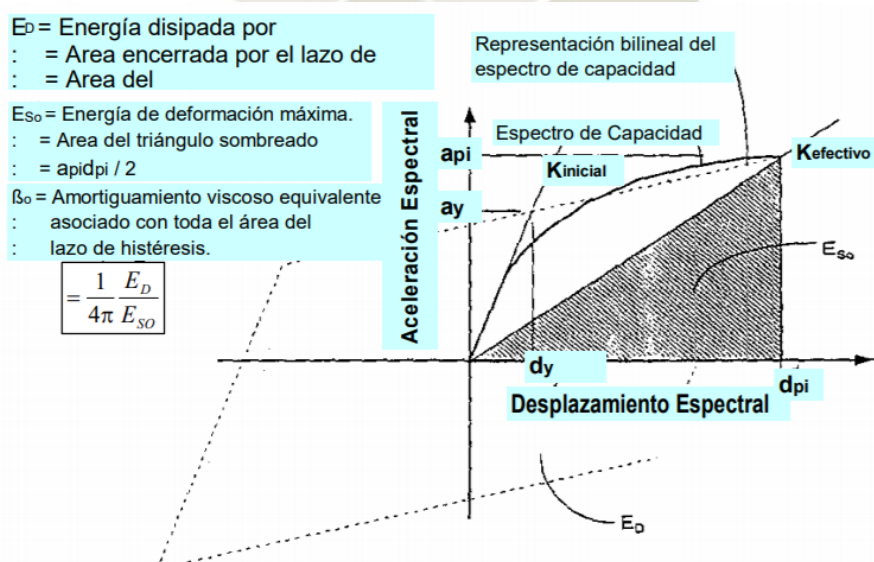
β_{eq} = amortiguamiento equivalente

β_o = amortiguamiento histerético

5% = 0.05 = amortiguamiento inherente de la estructura

E_D = energía disipada por amortiguamiento

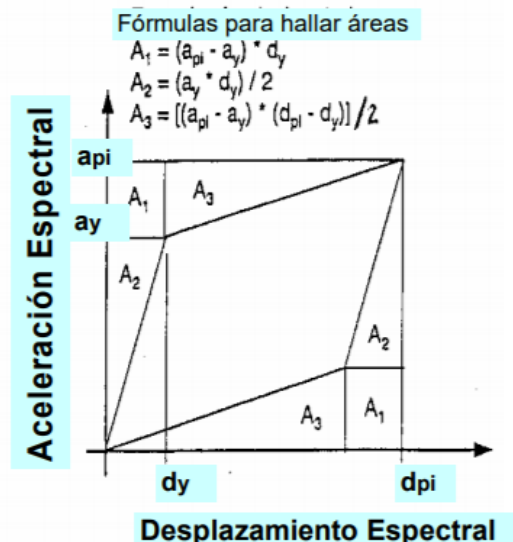
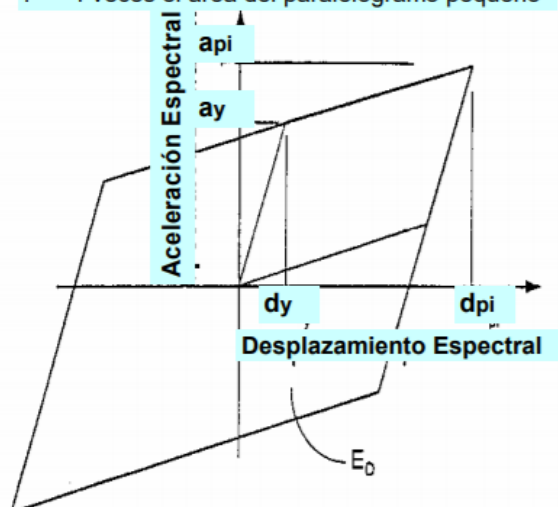
E_{S0} = energía de deformación máxima



61. Gráfico 5.24: Cálculo del amortiguamiento para la reducción espectral.

(Fuente: Delgadillo, J., 2005)

ED = Área encerrada por el lazo de histéresis
: = Área del paralelogramo grande
: = 4 veces el área del paralelogramo pequeño



62. Gráfico 5.25: Cálculo de la energía disipada por amortiguamiento ED
(Fuente: Delgadillo, J., 2005)

Donde:

$$E_D = 4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})$$

$$E_{So} = a_{pi} d_{pi} / 2$$

Entonces:

$$\beta_o = 0.637 \frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$$

Por lo tanto:

$$\beta_{eq} = \beta_o + 5 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5$$

El amortiguamiento equivalente debe ser afectado por un factor de modificación “k” el cual depende del tipo de comportamiento estructural del edificio, obteniendo finalmente un amortiguamiento efectivo β_{eff} :

$$\beta_{\text{eff}} = \kappa\beta_o + 5 = \frac{63.7\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5$$

Donde:

46. Cuadro N°5.6: Valores de modificación de amortiguamiento k

Tipo de comportamiento estructural		k
Tipo A	Edificaciones nuevas	1
Tipo B	Edificaciones existentes	2/3
Tipo C	Edificios existentes con ductilidad pobre	1/3

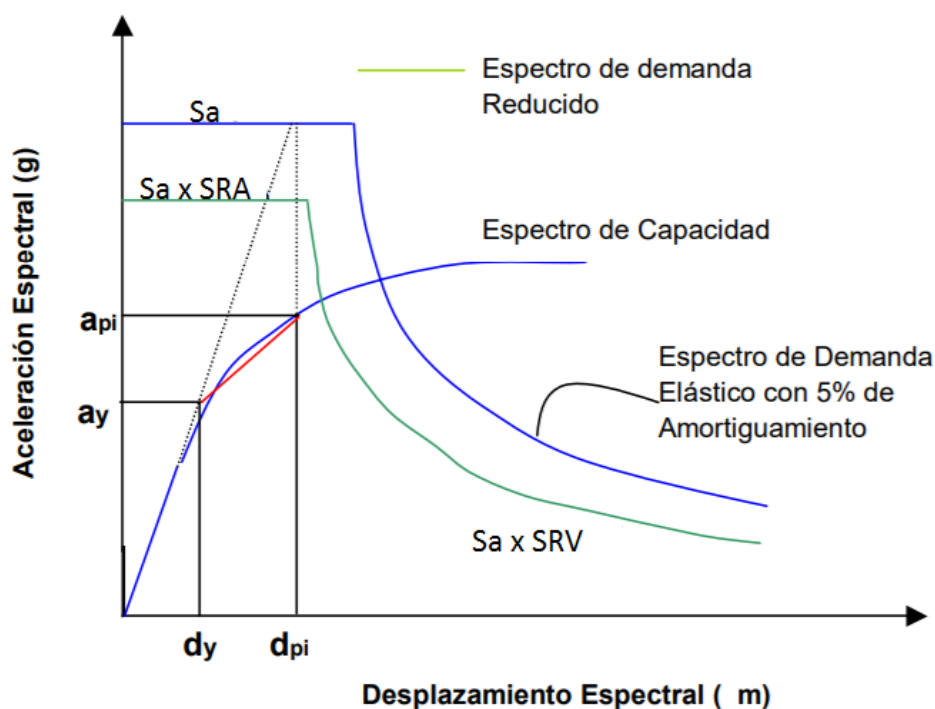
(Fuente: ATC-40, 1996)

El valor de “ k ” utilizado en esta investigación será de 1 correspondiente a una edificación nueva.

Para reducir el espectro de diseño, se usan los siguientes factores de reducción:

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{\text{eff}})}{2.12} = \frac{3.21 - 0.68 \ln \left[\frac{63.7\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{2.12}$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{\text{eff}})}{1.65} = \frac{2.31 - 0.41 \ln \left[\frac{63.7\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{1.65}$$



63. Gráfico 5.26: Reducción del Espectro de Diseño
(Fuente: Delgadillo, J., 2005)

El ATC-40 establece valores mínimos de los factores de reducción:

47. Cuadro N°5.7: Valores mínimos de los factores de reducción del espectro

Tipo de comportamiento estructural		SRA	SRD
Tipo A	Edificaciones nuevas	0.33	0.5
Tipo B	Edificaciones existentes	0.44	0.56
Tipo C	Edificios existentes con ductilidad pobre	0.56	0.67

(Fuente: ATC-40, 1996)

5.7. PUNTO DE DESEMPEÑO DEL EDIFICIO:

Para obtener el punto de desempeño del edificio, se deberá realizar el siguiente procedimiento:

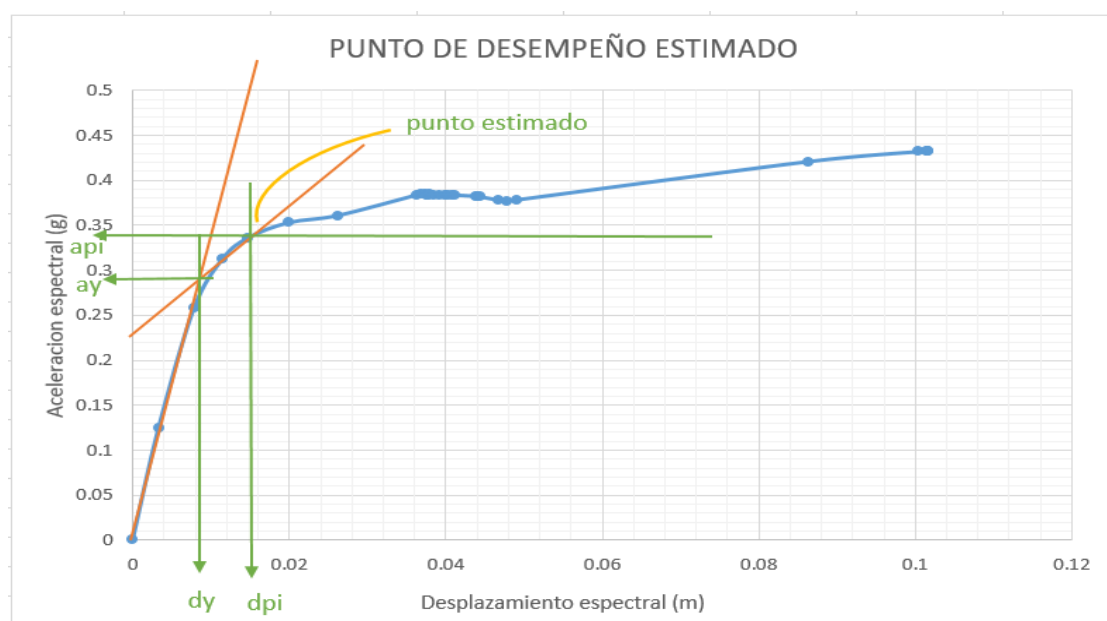
- Trazar una línea recta hacia arriba desde el punto (0,0) siguiendo la rigidez inicial de la estructura en el rango elástico.
- Elegir un punto de desempeño estimado en el espectro de capacidad (a_{pi}, d_{pi}).
- Trazar una segunda línea recta desde el punto (a_{pi}, d_{pi}) hasta que intersecte con la primera línea trazada obteniendo los puntos (a_y, d_y), tratando de igualar el área bajo la curva de la segunda línea y el área sobre la curva de la primera línea.
- Reducir el espectro de diseño con los factores de reducción a partir de los puntos (a_{pi}, d_{pi}) y (a_y, d_y).

Se obtiene el punto de desempeño del edificio si el espectro de capacidad se intersecta en el punto (a_{pi}, d_{pi}) estimado inicialmente, con el espectro de diseño reducido.

La tolerancia aceptable del punto de desempeño es:

$$(0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi})$$

Si el espectro de capacidad no intersecta con el espectro de diseño reducido en el punto estimado inicial (a_{pi}, d_{pi}) o el punto d_i no está dentro de la tolerancia permitida, se debe suponer un nuevo punto de desempeño (a_{p2}, d_{p2}) y volver a realizar la reducción del espectro de diseño a partir de esos puntos.



64. Gráfico 5.27: Estimación del punto de desempeño para el caso X
(Fuente: Elaboración propia)

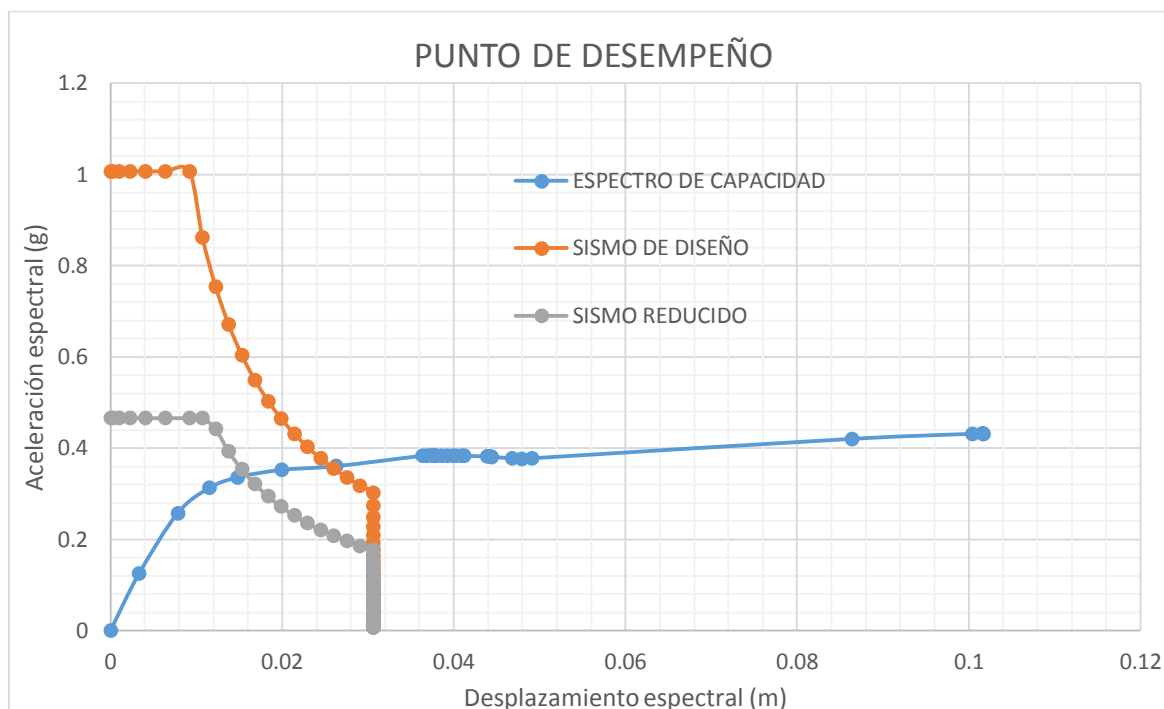
Datos de los puntos para calcular el factor de reducción del espectro de diseño:

$K = 1$
 $a_{pi} = 0.34$
 $d_{pi} = 0.0155$
 $a_y = 0.29$
 $d_y = 0.008$

Los valores de reducción para el espectro de diseño obtenidos para el caso X fueron los siguientes:

$SRA =$	0.46	$SRV =$	0.59
$SRA \geq 0.33$	CUMPLE	$SRV \geq 0.5$	CUMPLE

Con estos valores se reduce el espectro de diseño y se obtiene el punto de desempeño del edificio para el caso X con la intersección de este espectro reducido y el espectro de capacidad.



65. Gráfico 5.28: Punto de desempeño del sismo de diseño para el caso X
(Fuente: Elaboración propia)

Finalmente comprobamos si el punto de desempeño estimado está dentro de la tolerancia aceptable.

$$(0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi})$$

$$0.95(0.0155) \leq 0.016 \leq 1.05(0.0155)$$

$$0.0147 \leq 0.0355 \leq 0.0163$$

Con esta comprobación se puede decir que el punto de desempeño encontrado es correcto.

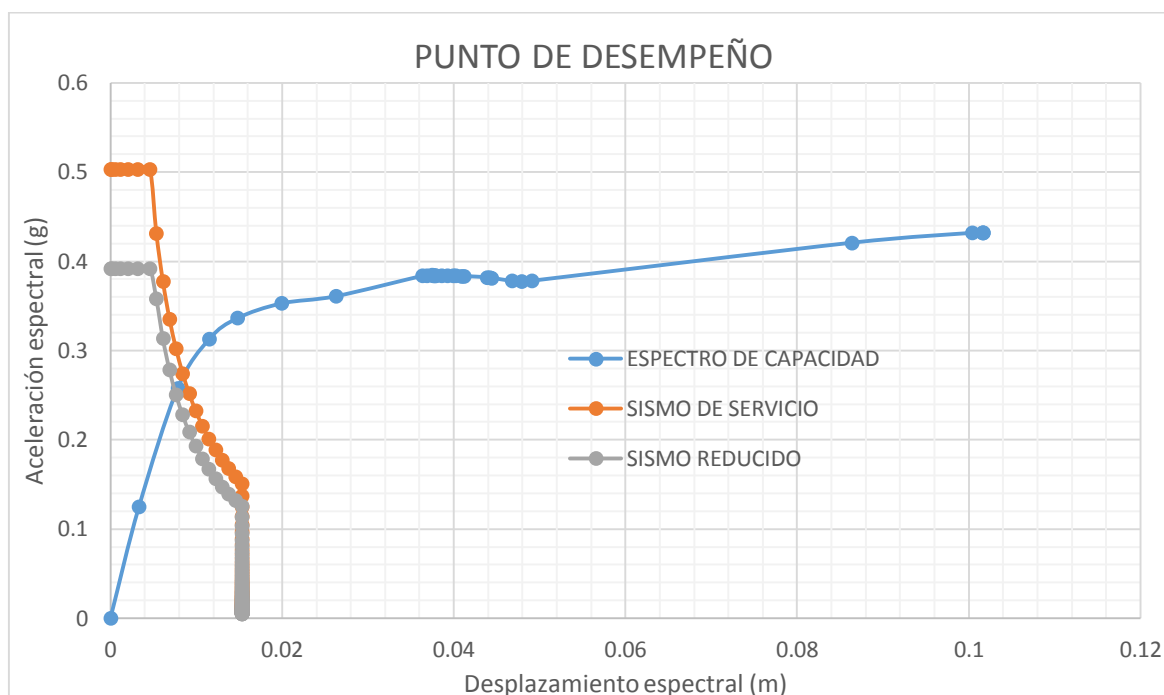
Datos de los puntos para calcular el factor de reducción del espectro del sismo de servicio:

$$\begin{aligned} K &= 1 \\ a_{pi} &= 0.26 \\ d_{pi} &= 0.008 \\ a_y &= 0.215 \\ d_y &= 0.006 \end{aligned}$$

Los valores de reducción para el espectro de diseño obtenidos para el caso X fueron los siguientes:

SRA = 0.78
SRA $\geq$ 0.33 CUMPLE

SRV = 0.83
SRV $\geq$ 0.5 CUMPLE



66. Gráfico 5.29: Punto de desempeño del sismo de servicio para el caso X
(Fuente: Elaboración propia)

Finalmente comprobamos si el punto de desempeño estimado está dentro de la tolerancia aceptable.

$$(0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi})$$

$$0.95(0.008) \leq 0.008 \leq 1.05(0.008)$$

$$0.0076 \leq 0.008 \leq 0.0084$$

Con esta comprobación se puede decir que el punto de desempeño encontrado es correcto.

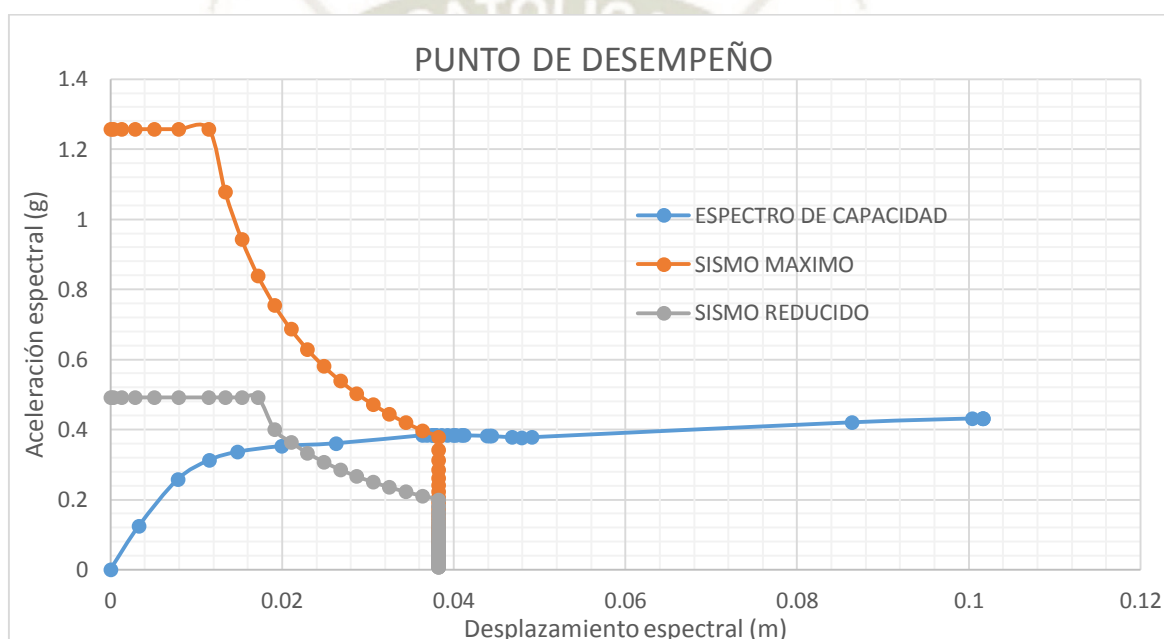
Datos de los puntos para calcular el factor de reducción del espectro del sismo máximo:

$$\begin{aligned} K &= 1 \\ a_{pi} &= 0.352 \\ d_{pi} &= 0.021 \\ a_y &= 0.29 \\ d_y &= 0.008 \end{aligned}$$

Los valores de reducción para el espectro de diseño obtenidos para el caso X fueron los siguientes:

$$\begin{aligned} \text{SRA} &= 0.39 \\ \text{SRA} &\geq 0.33 \quad \text{CUMPLE} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{SRV} &= 0.53 \\ \text{SRV} &\geq 0.5 \quad \text{CUMPLE} \end{aligned}$$



67. Gráfico 5.30: Punto de desempeño del sismo máximo para el caso X
(Fuente: Elaboración propia)

Finalmente comprobamos si el punto de desempeño estimado está dentro de la tolerancia aceptable.

$$(0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi})$$

$$0.95(0.021) \leq 0.021 \leq 1.05(0.021)$$

$$0.02 \leq 0.021 \leq 0.022$$

Con esta comprobación se puede decir que el punto de desempeño encontrado es correcto.

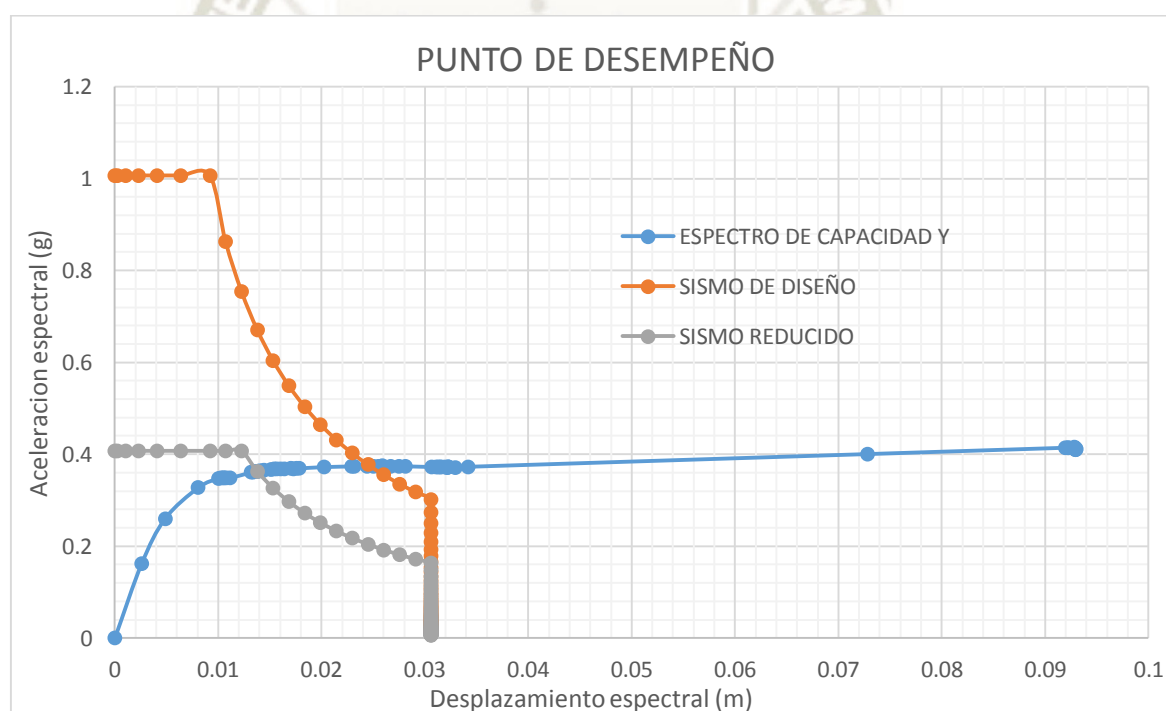
Se realiza el mismo procedimiento para obtener el punto de desempeño en el caso Y, estimando un punto de desempeño inicial a partir del espectro de capacidad del caso Y. En este caso solo se tomará en cuenta el sismo de diseño.

Datos de los puntos para calcular el factor de reducción del espectro de diseño:

$$\begin{aligned} K &= 1 \\ a_{pi} &= 0.36 \\ d_{pi} &= 0.013 \\ a_y &= 0.29 \\ d_y &= 0.005 \end{aligned}$$

Los valores de reducción para el espectro de diseño obtenidos para el caso Y fueron los siguientes:

$$\begin{aligned} SRA &= 0.40 & SRV &= 0.54 \\ SRA &\geq 0.33 \text{ CUMPLE} & SRV &\geq 0.5 \text{ CUMPLE} \end{aligned}$$



68. Gráfico 5.31: Punto de desempeño para el caso Y
(Fuente: Elaboración propia)

Del mismo modo, comprobamos si el punto de desempeño estimado está dentro de la tolerancia aceptable.

$$(0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi})$$

$$0.95(0.013) \leq 0.0135 \leq 1.05(0.013)$$

$$0.0124 \leq 0.0135 \leq 0.0137$$

Con esta comprobación se puede decir que el punto de desempeño encontrado es correcto.

5.8. NIVELES DE DESEMPEÑO DEL EDIFICIO:

Es el rendimiento del edificio tanto de sus elementos estructurales y no estructurales. Según el Visión 2000 (SEAO) estos niveles de desempeño son los siguientes:

5.8.1. Completamente Operacional (FO):

Según este nivel de desempeño, el daño ocasionado en el edificio durante el sismo es completamente despreciable.

5.8.2. Operacional u Ocupación Inmediata (O / OI):

Según este nivel de desempeño, el edificio no debe sufrir daños permanentes, es decir que la estructura debe conservar su resistencia y rigidez iniciales. El edificio es seguro para su ocupación después del sismo.

5.8.3. Seguridad de Vida (LS):

En este nivel de desempeño, el edificio pierde cierta resistencia y rigidez, los pórticos de la estructura no se ven comprometidos, es decir que siguen manteniendo en pie al edificio, pero si se observan fallas o deformaciones en tabiques y en los sistemas mecánicos (ascensor). Se requiere una reparación del edificio ya que la estructura sufre un daño moderado durante el sismo.

5.8.4. Prevención al Colapso (CP):

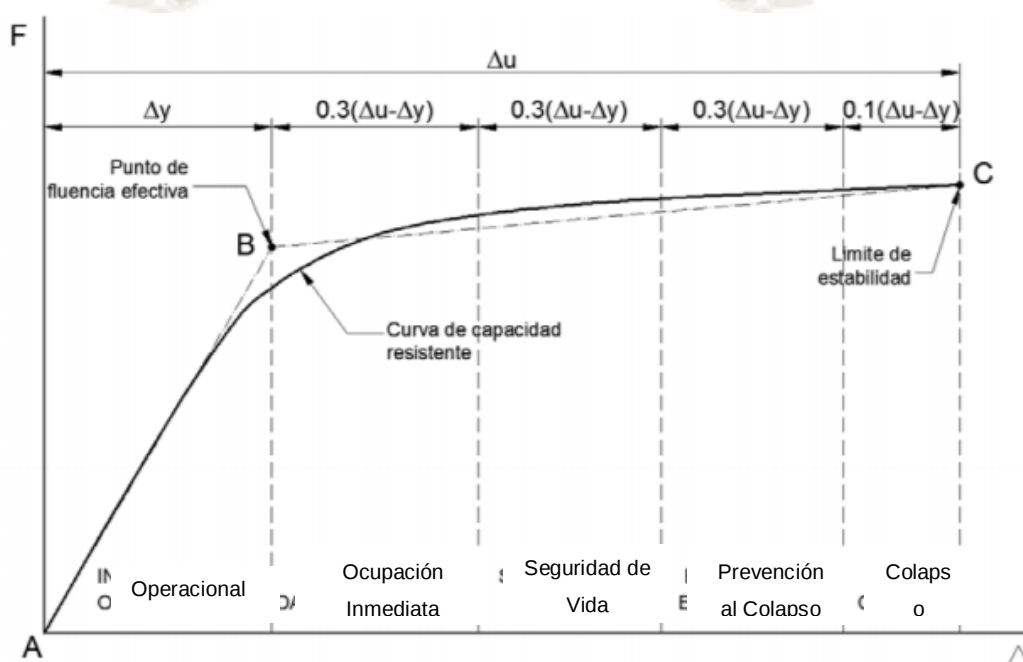
En este nivel de desempeño, el edificio tiene poca resistencia y rigidez, se logran ver grandes fallas en los elementos estructurales y en los tabiques, las deformaciones y desplazamientos del edificio son permanentes y la estructura está al borde del colapso.

5.8.5. Colapso (C):

En este nivel de desempeño, el edificio colapsa totalmente durante el sismo.

5.9. SECTORIZACIÓN DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD:

La sectorización del Espectro de capacidad se obtuvo a partir de los niveles de sismo propuesto por el ATC-40 y los niveles de desempeño del Visión 2000 (SEAOC).

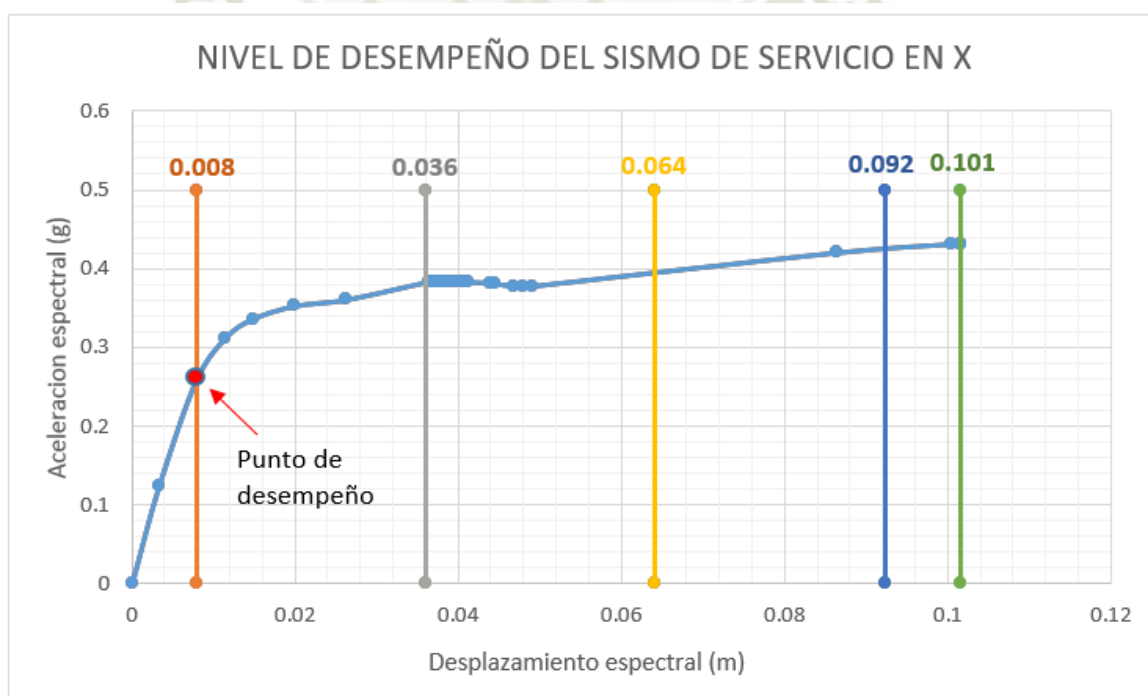


69. Gráfico 5.32: Sectorización del Espectro de Capacidad (
Fuente: SEAOC, 1999)

48. Cuadro N°5.8: Niveles de desempeño en base a la sectorización del Espectro de Capacidad

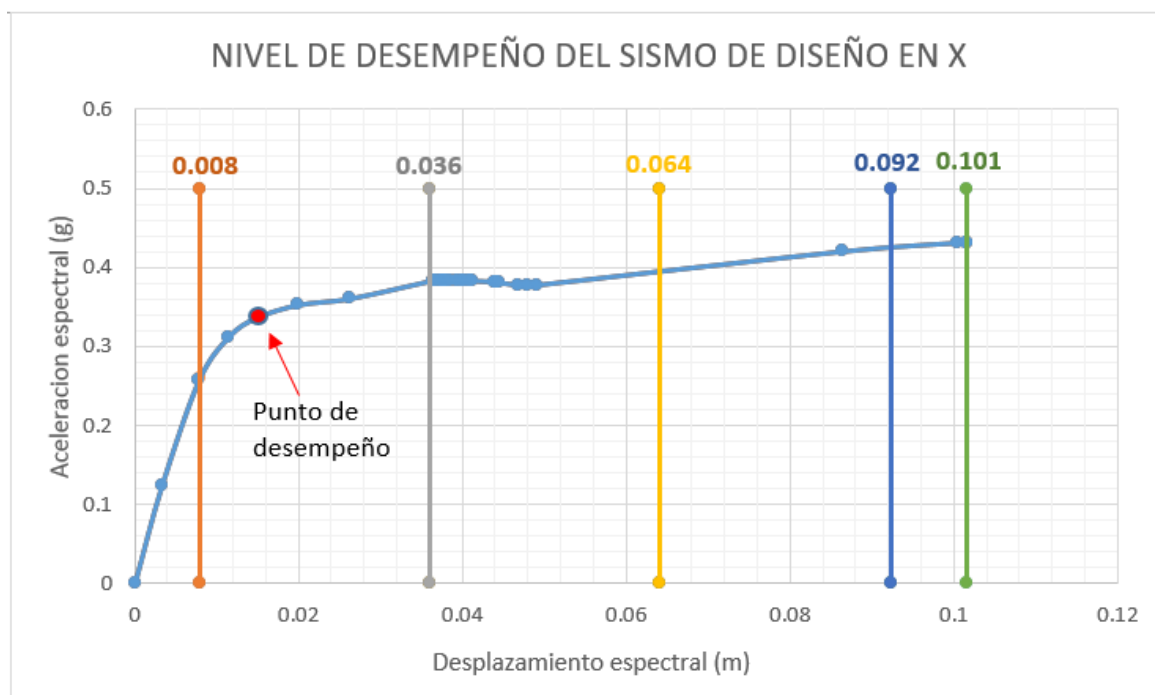
Nivel de desempeño estructural	Desplazamiento Límite (m)			Ratio de desplazamiento de demanda inelástica	Nivel de desempeño no estructural	Ratio de daño no estructural	Nivel de daño
		Para X	Para Y				
Operacional	Δy	0.008	0.005	0%	Operacional	0% - 10%	Despreciable
Ocupación Inmediata	$\Delta y + 0.3(\Delta u - \Delta y)$	0.036	0.031	30%	Ocupación Inmediata	5% - 30%	Suave
Seguridad de vida	$\Delta y + 0.6(\Delta u - \Delta y)$	0.064	0.058	60%	Seguridad de vida	2% - 50%	Moderado
Prevención al Colapso	$\Delta y + 0.9(\Delta u - \Delta y)$	0.092	0.084	90%	Prevención al Colapso	40% - 80%	Severo
Colapso	Δu	0.102	0.093	100%	Colapso	> 70%	Máximo

(Fuente: SEAOC, 1999)

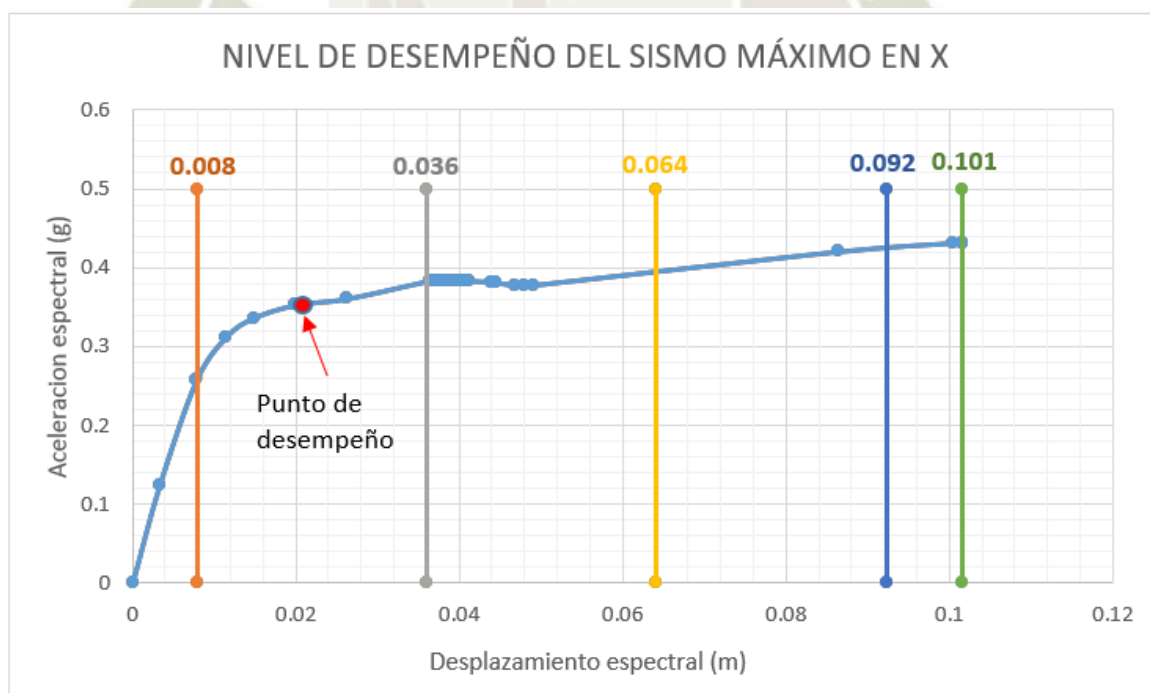


70 Gráfico 5.33: Nivel de desempeño del sismo de servicio en X

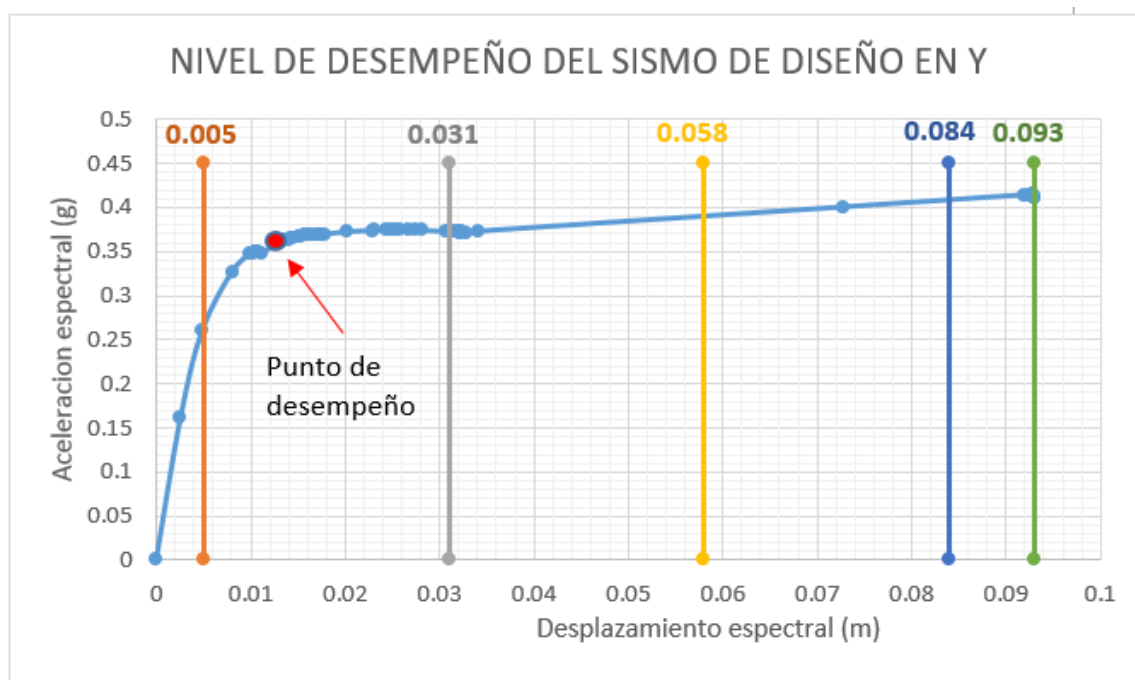
(Fuente: Elaboración propia)



71 Gráfico 5.34: Nivel de desempeño del sismo de diseño en X
(Fuente: Elaboración propia)



72 Gráfico 5.35: Nivel de desempeño del sismo máximo en X
(Fuente: Elaboración propia)



73 Gráfico 5.36: Nivel de desempeño del sismo de diseño en Y
(Fuente: Elaboración propia)

5.10. OBJETIVOS DE DESEMPEÑO DEL EDIFICIO:

Un Objetivo de desempeño se define seleccionando un nivel de desempeño del edificio deseado para un nivel dado de sismo (Delgadillo, 2005).

49. Cuadro N°5.9: Objetivos de desempeño por el ATC-40

NIVEL DE SISMO	NIVELES DE DESEMPEÑO SEGÚN LA NORMA			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de vida	Prevención al colapso
Sismo de Servicio				
Sismo de Diseño				
Sismo Máximo				

(Fuente: ATC-40, 1996)

50. Cuadro N°10: Objetivos de desempeño por el Visión 2000

NIVEL DE SISMO	NIVELES DE DESEMPEÑO DEL EDIFICIO			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de vida	Prevención al colapso
Frecuente (43 años)				
Ocasional (72 años)				
Raro (475 años)				
Muy Raro (970 años)				

	Para edificaciones especiales como centrales nucleares, presas de agua, etc.
	Para servicios de emergencia como hospitales, estación de bomberos, etc.
	Para edificaciones comunes como casas, edificios, oficinas, etc.
	Para nuevas edificaciones.

(Fuente: SEAOC, 1999)

51 Cuadro N°5.11: Objetivos de desempeño del edificio

NIVEL DE SISMO	NIVELES DE DESEMPEÑO DEL EDIFICIO			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de vida	Prevención al colapso
Sismo de Servicio				
Sismo de Diseño				
Sismo Máximo				

(Fuente: Elaboración propia)

CONCLUSIONES

1. Se comprueba la hipótesis inicial concluyendo que el análisis convencional no cumple con los parámetros del análisis Pushover, ya que el análisis convencional mantiene el área total de la sección de cada elemento estructural sin considerar la pérdida de rigidez de la estructura por lo que las deformaciones del edificio son elásticas.
2. El análisis Pushover reduce el área de resistencia de cada elemento estructural debido a pérdida de rigidez de la estructura por la redistribución de los esfuerzos a lo largo de toda la sección de cada elemento luego de aplicarle las cargas incrementales al edificio, esto nos quiere decir que, en este tipo de análisis, la estructura se deforma mucho más, llegando a desplazarse en un rango plástico.
3. El análisis Pushover muestra el comportamiento del edificio luego de ser sometido por un sismo determinado, en el rango inelástico mediante la aparición de rótulas plásticas en sus elementos estructurales, obteniendo finalmente la curva de capacidad; donde cada punto de la curva, describe la falla de la estructura hasta que llega al colapso en su último punto.
4. El punto de desempeño del edificio con el sismo de diseño para el caso X ocurre cuando la estructura tiene un desplazamiento espectral máximo (S_d) de 0.016 m con una aceleración espectral (S_a) de 0.34 g.
5. El punto de desempeño del edificio con el sismo de diseño para el caso Y ocurre cuando la estructura tiene un desplazamiento espectral (S_d) de 0.0135 m con una aceleración espectral (S_a) de 0.36 g.
6. El nivel de desempeño del edificio según la sectorización del espectro de capacidad de la estructura, es de "Ocupación Inmediata" para el sismo de diseño, ya que, según los límites de desplazamiento, el punto de desempeño del edificio está dentro del rango máximo de este nivel de desempeño: (0.008m – 0.036m) para el caso X y (0.005m – 0.031m) para el caso Y.
7. El nivel de desempeño del edificio según la sectorización del espectro de capacidad de la estructura, es de "Operacional" para el sismo de servicio y de "Ocupación Inmediata" para el sismo máximo.

8. El nivel de daño en la estructura del edificio, corresponde a un “daño despreciable” para el sismo de servicio y a un “daño suave” para el sismo de diseño y para el sismo máximo.
9. El objetivo de desempeño del edificio nos dice que, para un sismo de diseño o sismo raro en el análisis convencional, el nivel de desempeño será de “seguridad de vida”, en cambio con el análisis Pushover, el nivel de desempeño del edificio es de “Ocupación Inmediata”.



RECOMENDACIONES

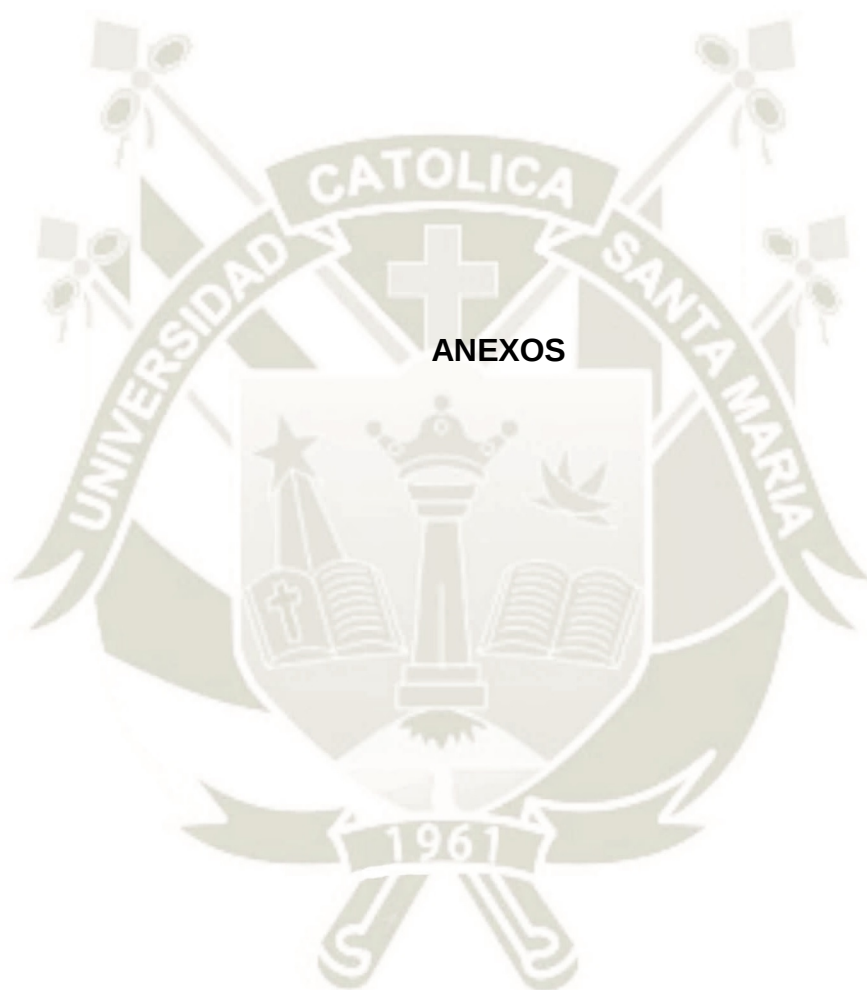
1. Es necesario tener un diseño previo de cada elemento estructural, antes de analizar al edificio con el método estático no lineal Pushover, ya que así se obtendrá la falla de cada elemento en su rango inelástico.
2. Antes de diseñar una edificación se deben comprobar todas las irregularidades de la estructura para poder obtener un espectro de diseño correcto.
3. Se debe corregir la excentricidad entre el punto de masa y el punto de rigidez, tratando de que esta excentricidad sea la menor posible.
4. Para poder obtener el punto de desempeño del edificio, es necesario reducir el espectro de diseño, ya que, al reducirlo, se toma en cuenta el daño de la estructura ocasionado por el sismo de diseño.
5. Se recomienda utilizar el análisis Pushover luego de diseñar una edificación, para poder saber de esta manera, cómo se comportará el edificio durante un evento sísmico y así poder predecir la estabilidad o el colapso del mismo.
6. Se recomienda también realizar más investigaciones sobre este tipo de análisis para poder usarlos en nuestros diseños y así tener edificaciones más seguras en nuestro país.

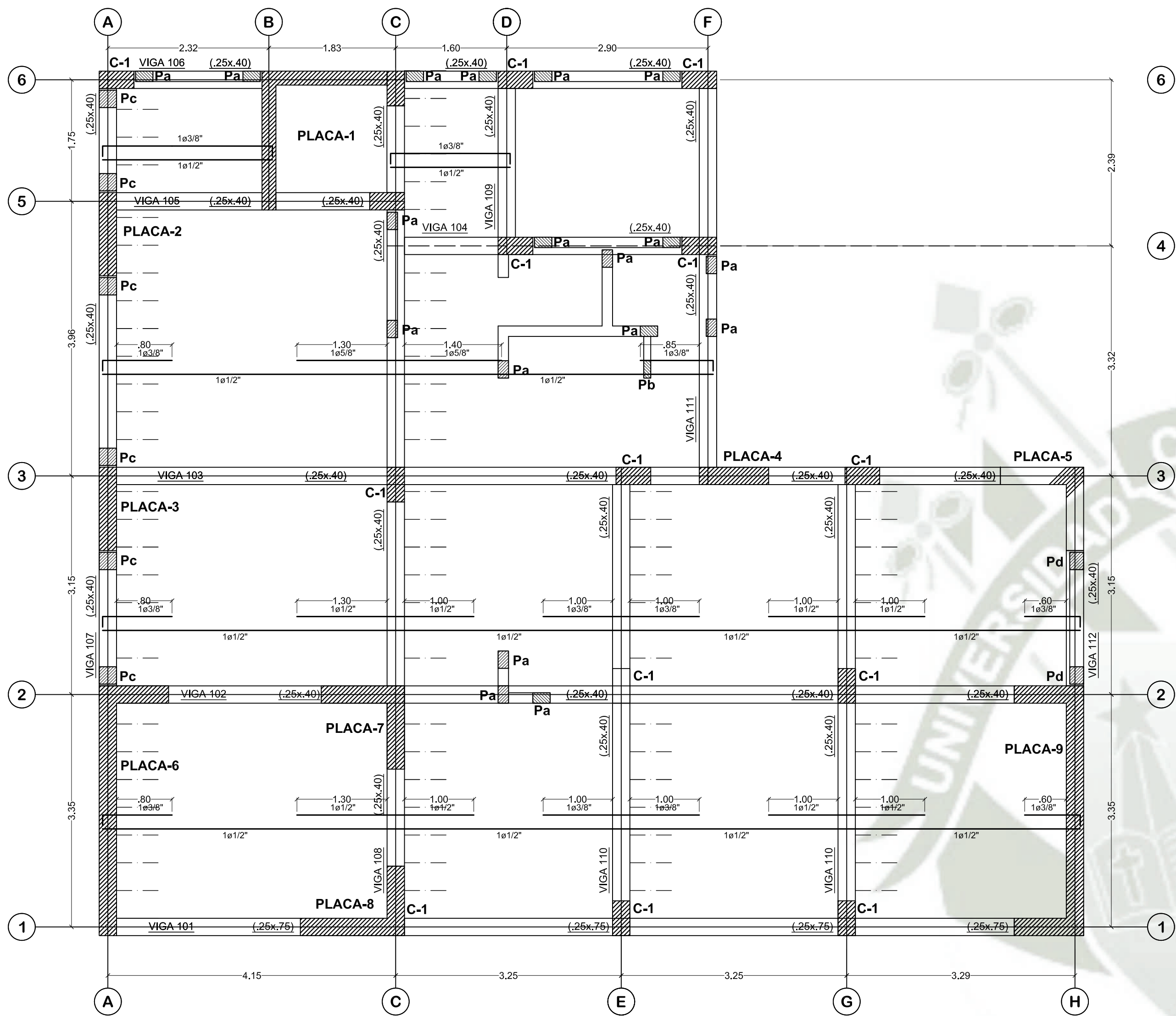
BIBLIOGRAFÍA

1. ANWAR, N., AUNG, T., *“Modelling of shear walls for non-linear and Pushover analysis of tall buildings”*, Thailand.
2. APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL, “ATC-40 (1996). *“Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings”*, California – USA.
3. ASCE 41-13 American Society of Civil Engineers (2014) *“Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings”*, Virginia – USA.
4. BAETU, S., CIONGRADI, I., BARBAT, A., (2013) *“seismic damage evaluation of an RC dissipative wall”*, Barcelona – España.
5. BERNAT, E., GIL, L., and ROCA, P., *“Experimental study of brick masonry walls strengthened with textile reinforced mortar”*, Barcelona – España.
6. CARDONA, A., KOHAN, P., QUINTEROS, R., & STORI, M. (2012). *“Esimacion de daños probables en un puente con pilas esbeltas debido a efectos sismicos”*. Salta, Argentina.
7. CHOPRA A. (2014), *“Dinámica de Estructuras – 4ta Edición”*.
8. CSI (1978 - 2017) *“Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge”*, USA.
9. DELGADILLO ALANYA, J. (2005), *“Análisis No Lineal Estático de Estructuras y la Norma E-030”*, Tesis UNI, Lima – Perú.
10. FEMA 273. (1997) *“NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings”*, Washington, D.C.
11. FEMA 356. (2000) *“Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings”*, Washington, D.C.
12. MANDER, PRIESTLEY, PARK, FELLOW, ASCE (1988), *“Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”*, *Journal of Structural Engineering*.
13. MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN y SANEAMIENTO, (2006). *“Norma Peruana E.060: Concreto Armado”*, Perú.
14. MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN y SANEAMIENTO, (2006). *“Norma Peruana E.020: Cargas”*, Perú.
15. MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN y SANEAMIENTO, (2016). *“Norma Peruana E.030: Diseño Sismorresistente”*, Perú.
16. MORALES, R., *“Diseño en concreto armado”*, Perú.
17. PAREDES AZAÑA, M. A. (2016). *“Evaluación Del Desempeño Sismorresistente De Un Edificio Destinado A Vivienda En La Ciudad De Lima Aplicando El Análisis Estático No Lineal Pushover”*. Lima - Perú.

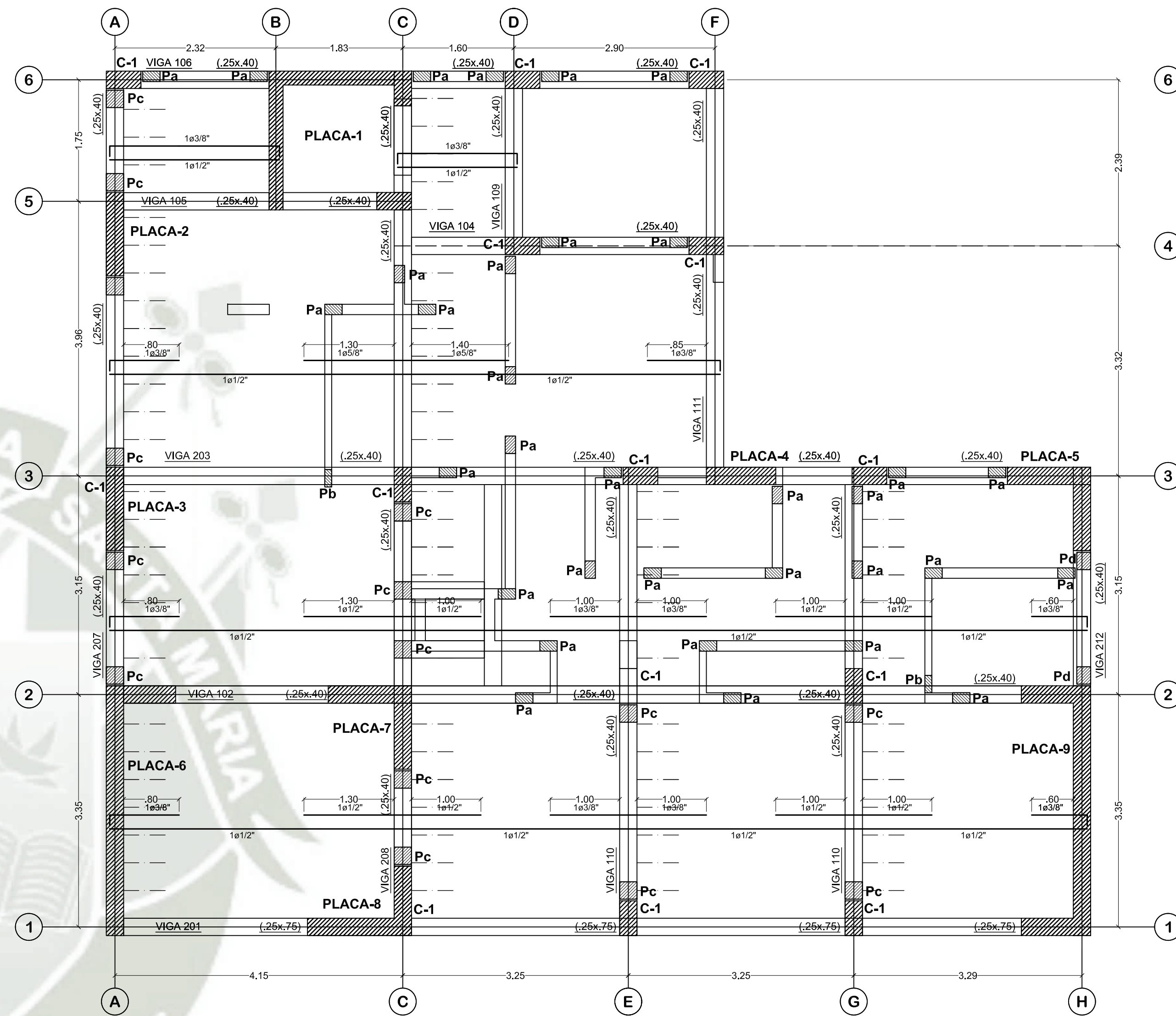
18. PERALTA ALVAREZ, M. (2012). *“Análisis Estático No Lineal y Análisis Dinámico No Lineal del Hospital de Vielha”*. Barcelona – España.
19. PORTILLO WILLIAMS, Y. (2011). *“Introducción al diseño de marcos de concreto”*.
20. PRIESTLEY M.J.N., CALVI G.M., KOWALSKY M.J., (2007) *“Displacement-Based Seismic Design of Structures”*, Italy.
21. QUIROZ, E., (2017) *“Vulnerabilidad sísmica de una edificación escolar típica módulo 780 Pre NDSR-1997 mediante modelos no lineales”*, Lima – Perú.
22. SEAOC (1999) Blue Book. *“Recommended Lateral Force Requirements and Commentary”*, Seventh Edition.
23. TOLEDO ESPINOZA, V. (2011). *“Pushover - Análisis No Lineal Estático en Edificios de Concreto Armado”*. Perú.







ENCOFRADO 1º NIVEL
s/c = 200 kg/m².

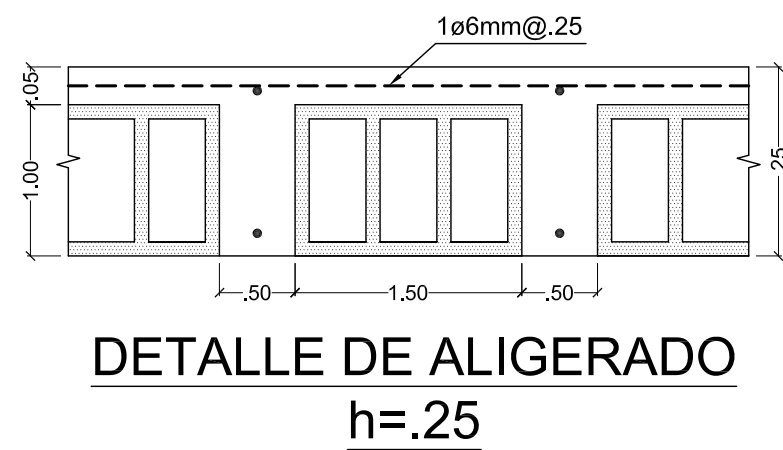


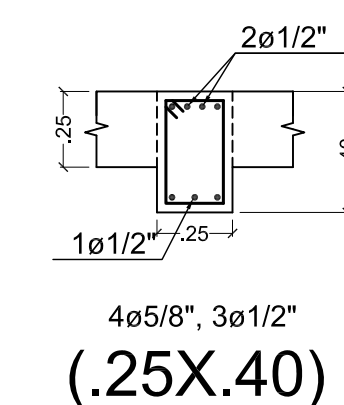
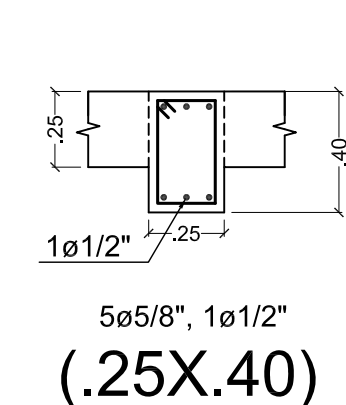
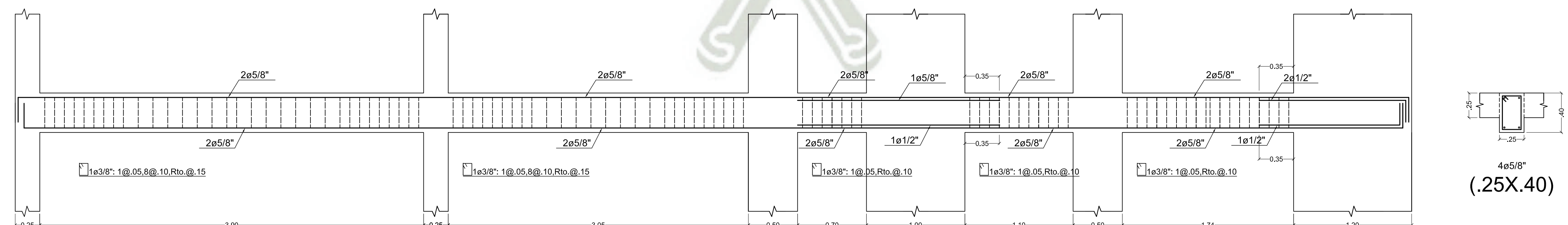
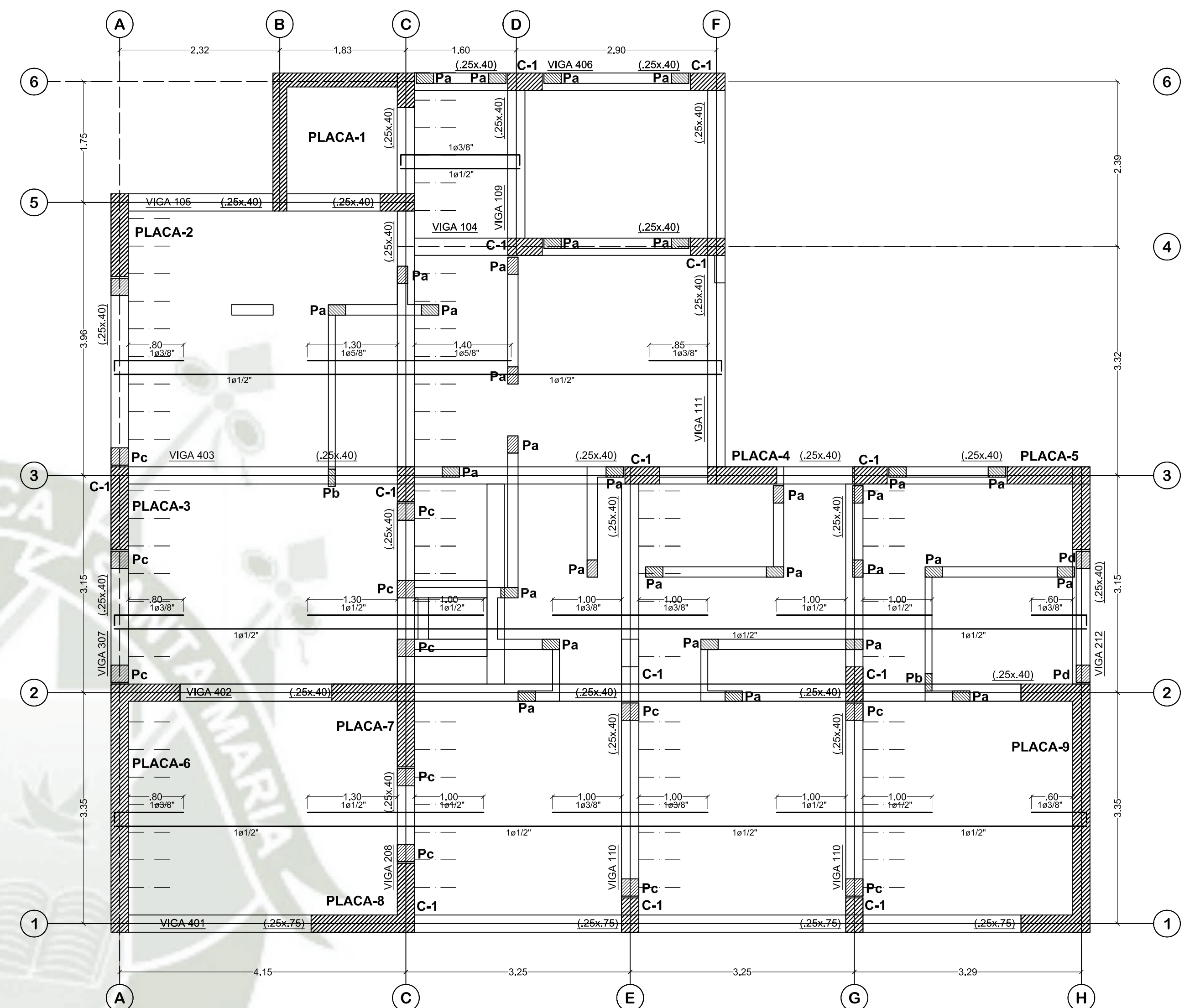
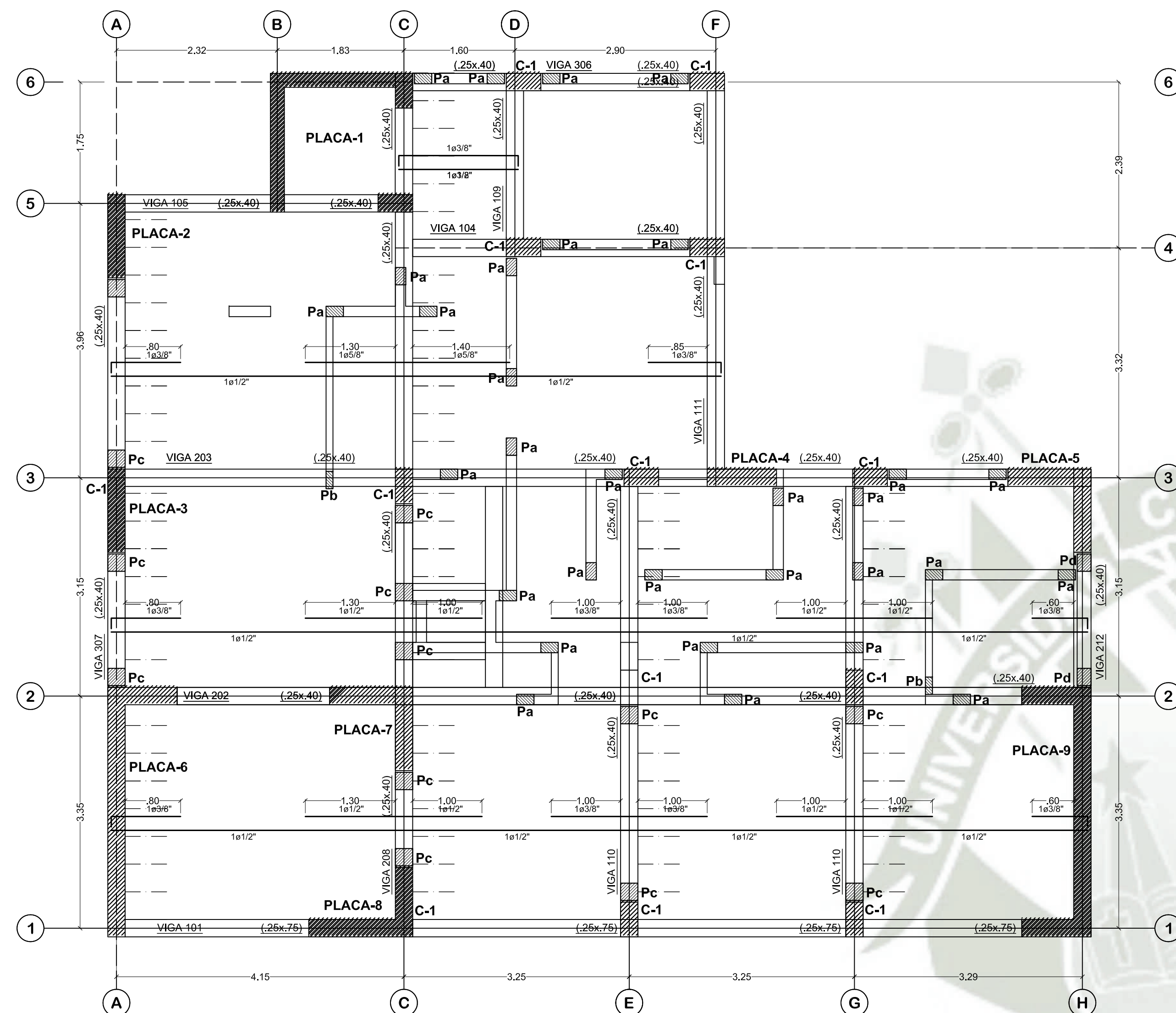
ENCOFRADO 2º NIVEL
s/c = 200 kg/m².

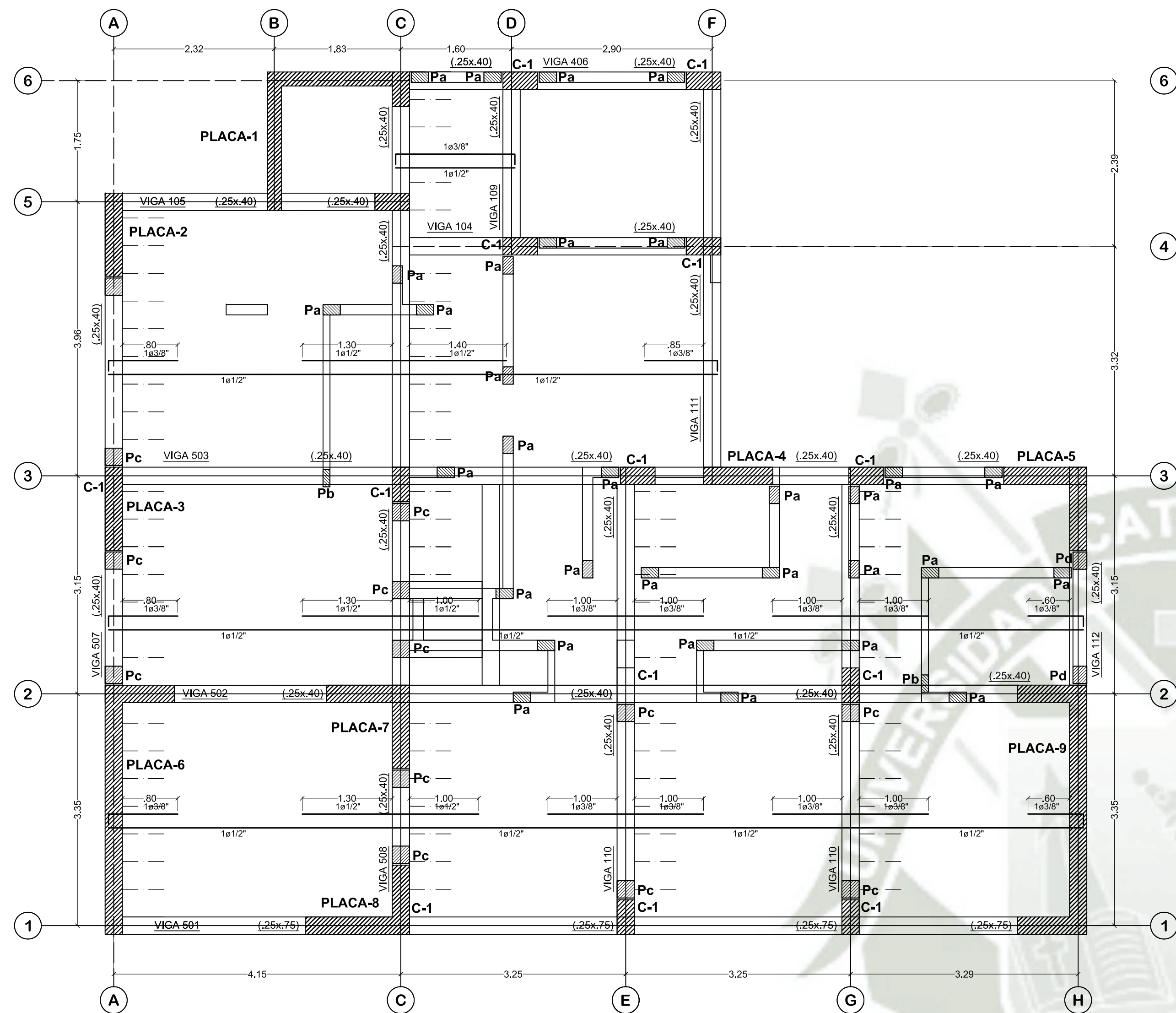
ESPECIFICACIONES GENERALES
f'c=210 kg/cm² (Elementos de Concreto Armado)
f y=4200 kg/cm²
S/C= indicadas
 $\sigma_t = 3.00 \text{ kg/cm}^2$
Df = 1.80m
RECUBRIMIENTOS
Columnas =4.0cm
Vigas =6.0cm
Columnas en Muros de Albañilería =2.5cm
Aligerado- Losas - Vigas chatas =3.0cm
Zapatas =8.0cm

SISMO X-X
Z=0.35 U=1.00
S=1.15 Tp=0.6s
Sistema Estructural Sismorresistente : Dual
C =2.5
Hn =13.85 m
Ct =60
T =0.3 s
R =5.40
Δúltimo nivel=0.17m

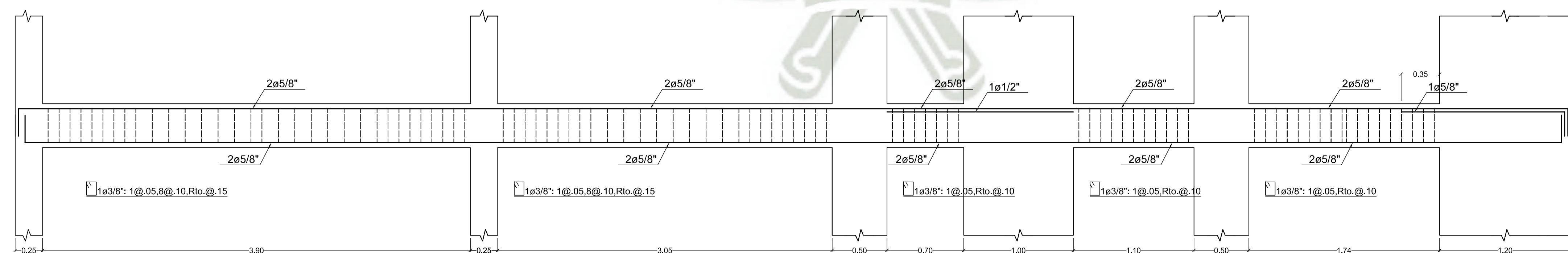
SISMO Y-Y
Z=0.35 U=1.00
S=1.15 Tp=0.6s
Sistema Estructural Sismorresistente : Muros Estructurales
C =2.5
Hn =13.85 m
Ct =60
T =0.24 s
R =5.40
Δúltimo nivel=0.17m



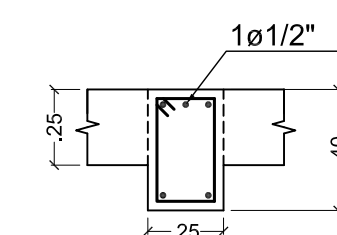




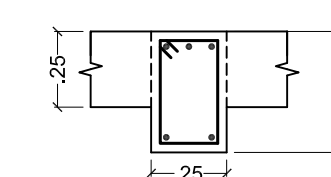
ENCOFRADO AZOTEA
s/c = 200 kg/m².



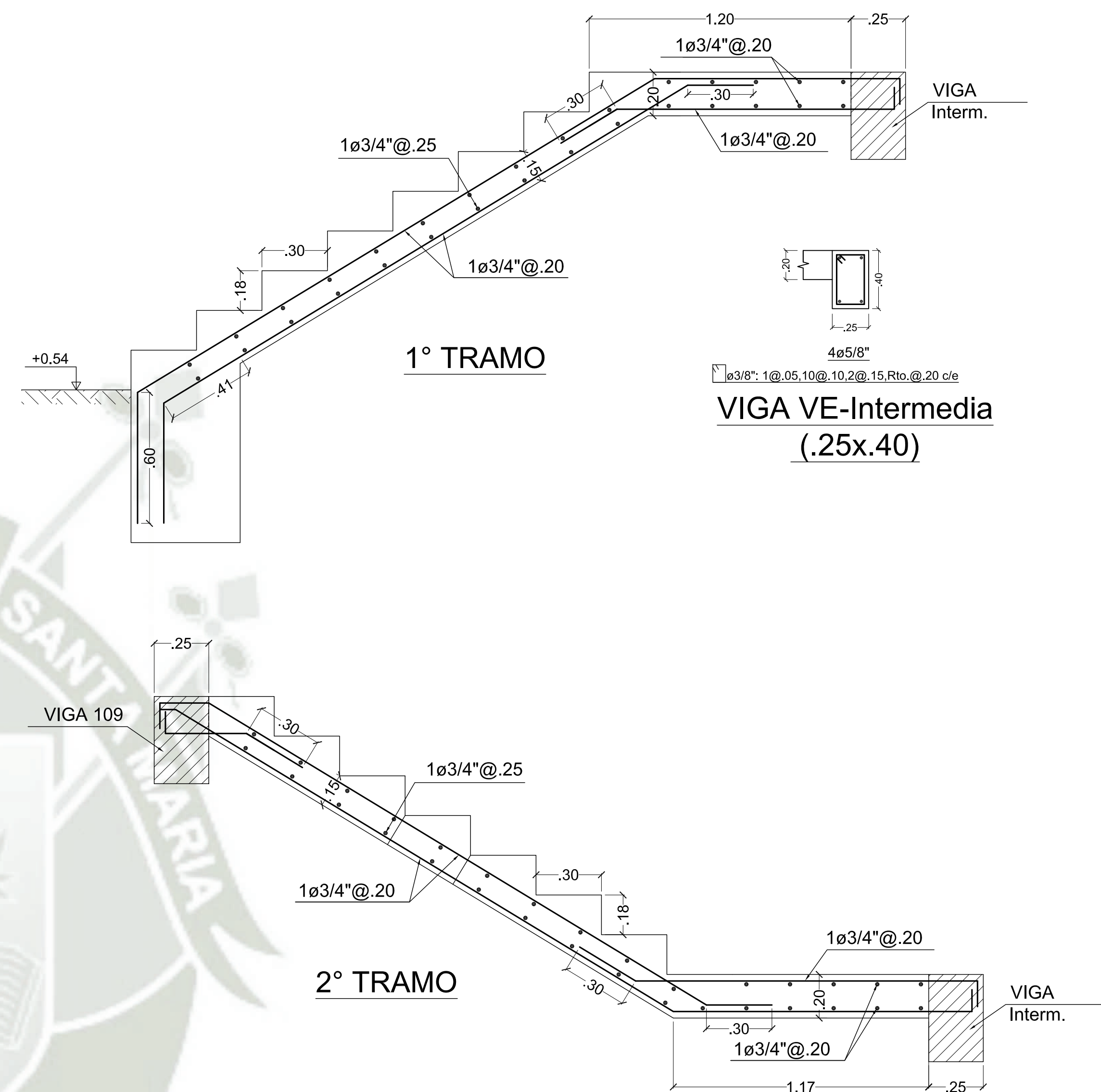
VIGA 403 (.25X.40)

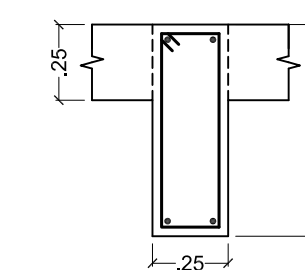
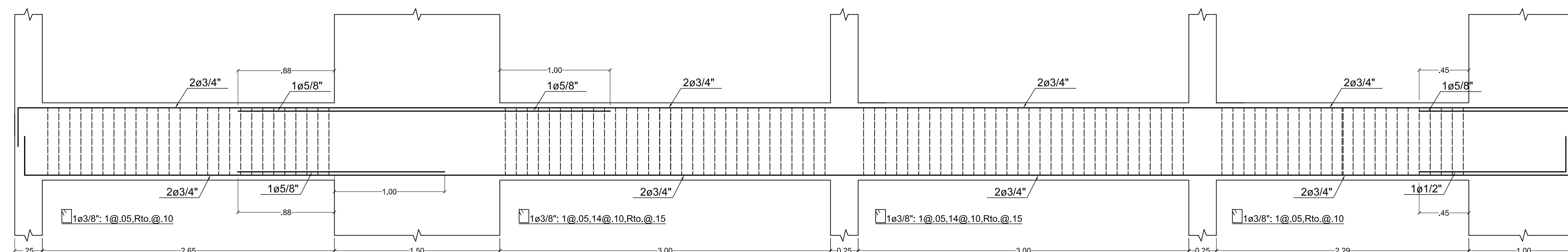


4ø5/8", 1ø1/2"
(.25X.40)

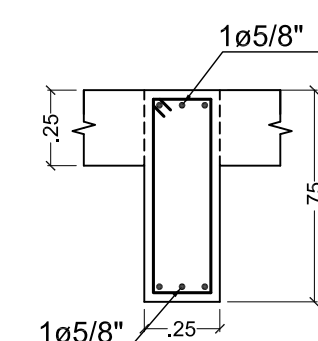


5ø5/8"
(.25X.40)

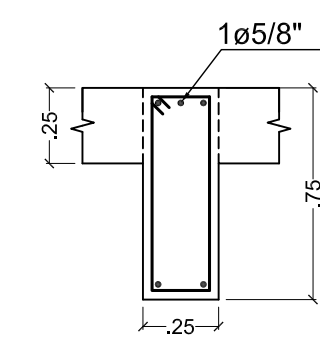




4ø3/4"
(.25X.75)

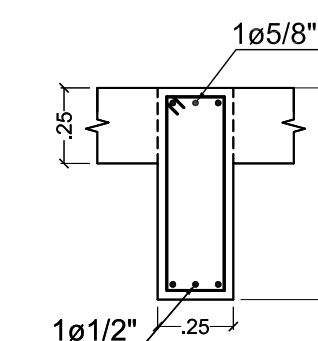


4ø3/4", 2ø5/8"
(.25X.75)

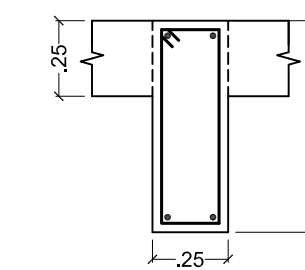
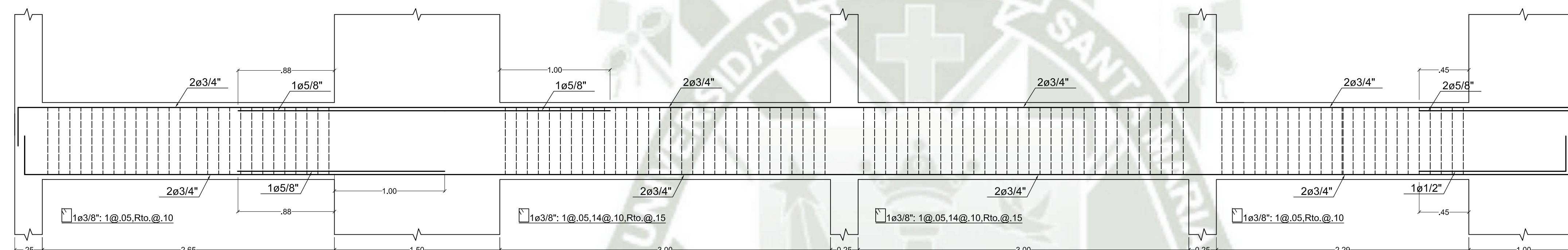


4ø3/4", 1ø1/2"
(.25X.75)

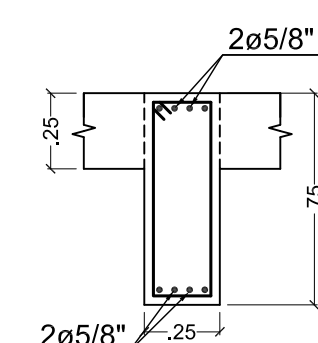
VIGA 101 (.25X.75)



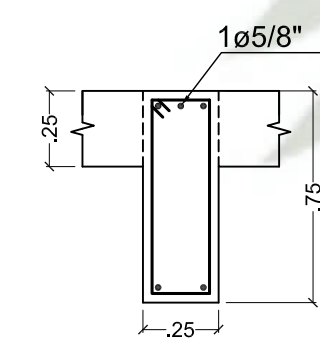
4ø3/4", 1ø1/2", 1ø3/4"
(.25X.75)



4ø3/4"
(.25X.75)

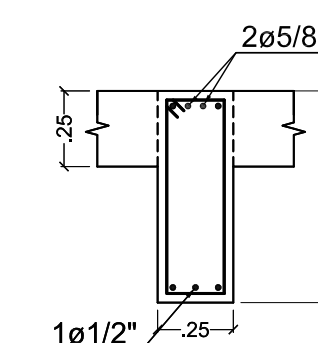


4ø3/4", 4ø5/8"
(.25X.75)



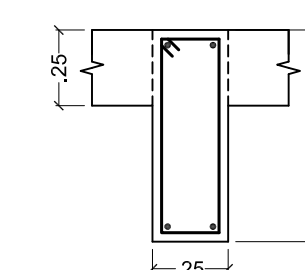
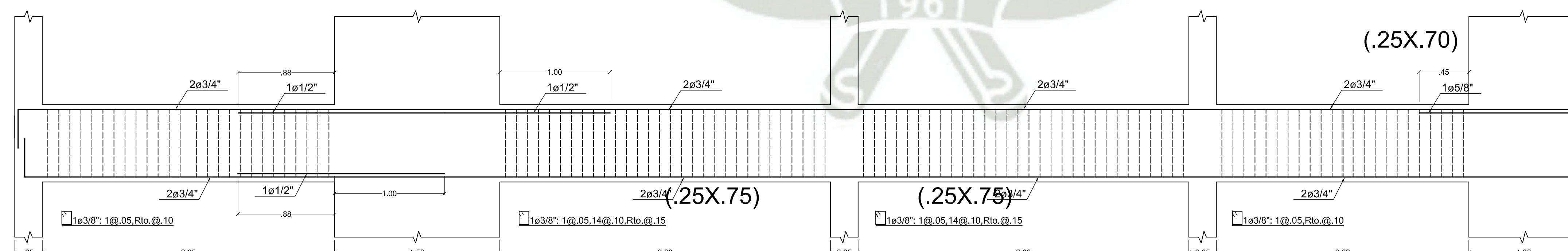
4ø3/4", 1ø5/8"
(.25X.75)

VIGA 201 (.25X.75)

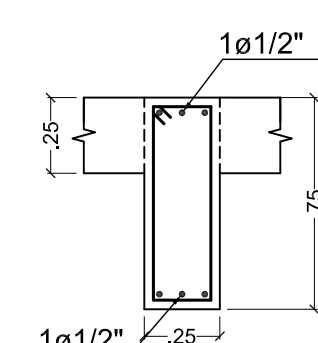


4ø3/4", 1ø1/2", 2ø5/8"
(.25X.75)

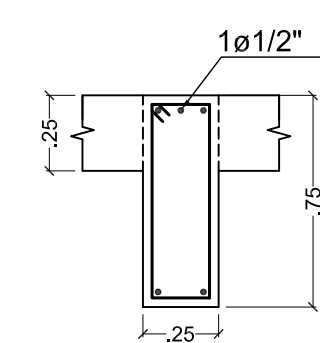
(.25X.75)



4ø3/4"
(.25X.75)

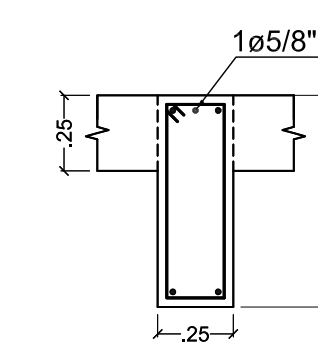


4ø3/4", 2ø1/2"
(.25X.75)

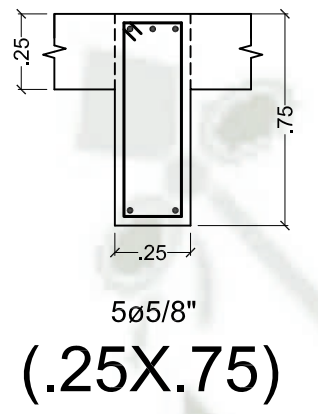
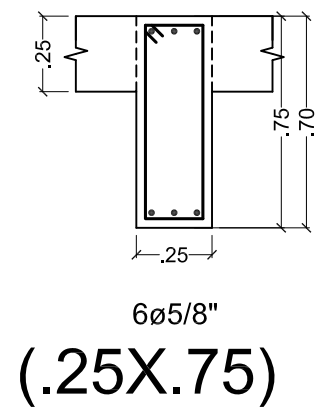
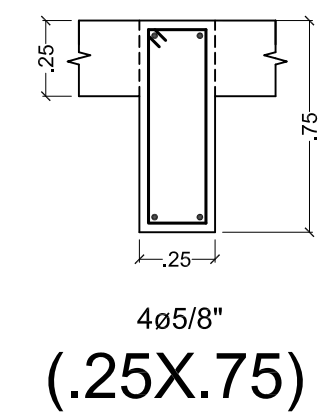
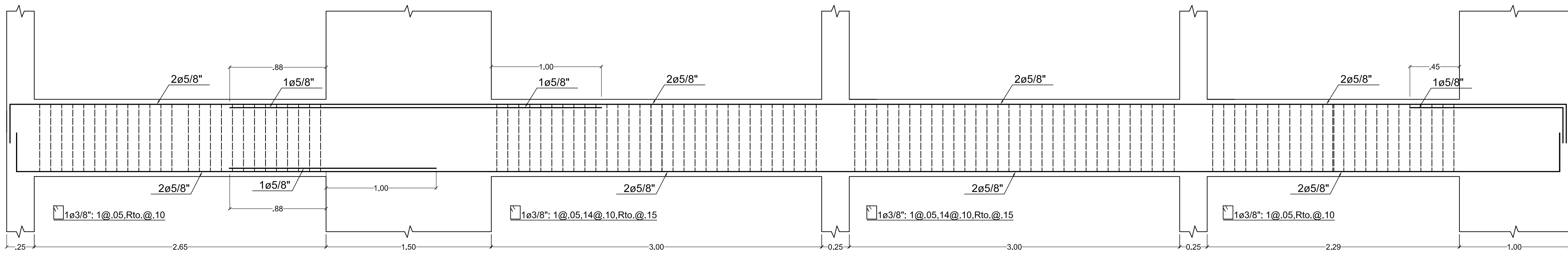


4ø3/4", 1ø1/2"
(.25X.75)

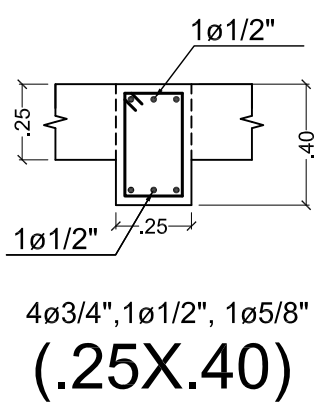
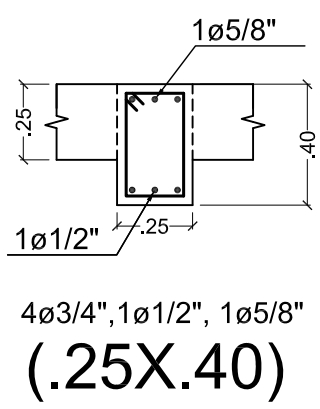
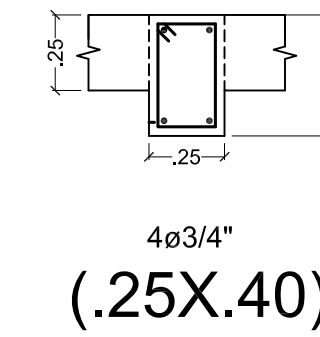
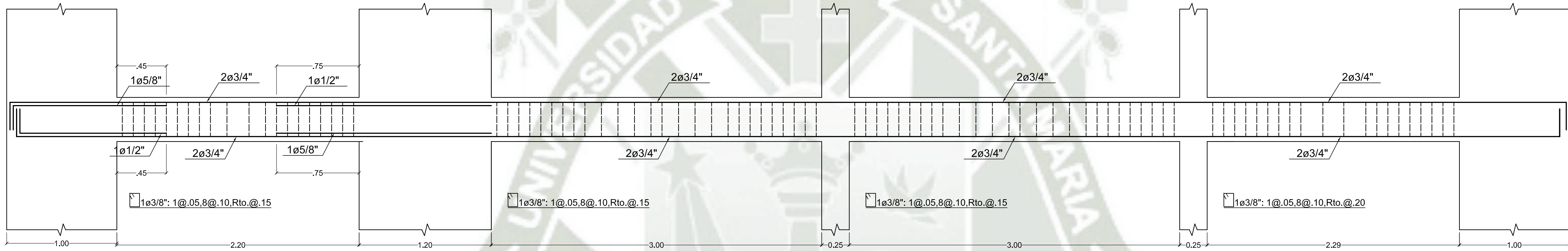
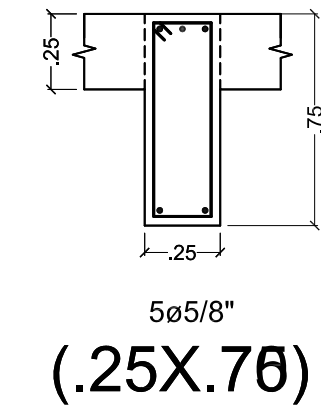
VIGA 401 (.25X.75)



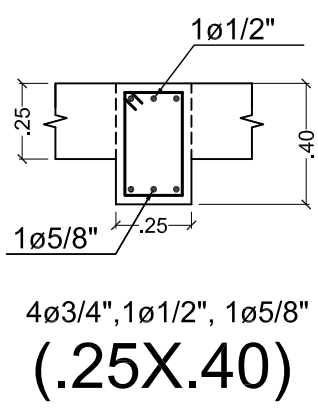
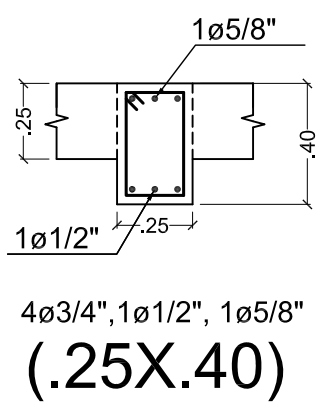
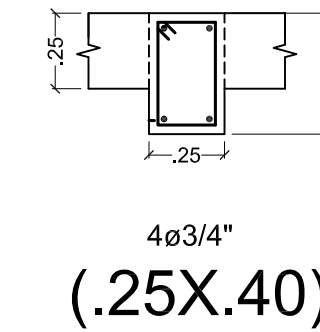
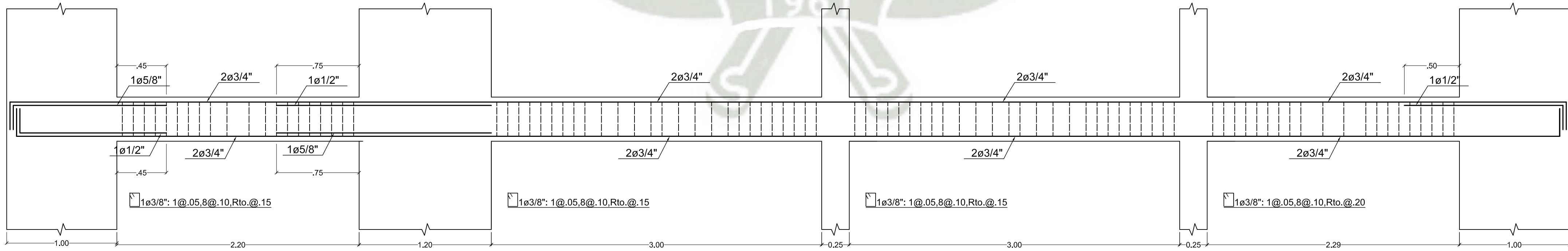
4ø3/4", 1ø5/8"
(.25X.75)



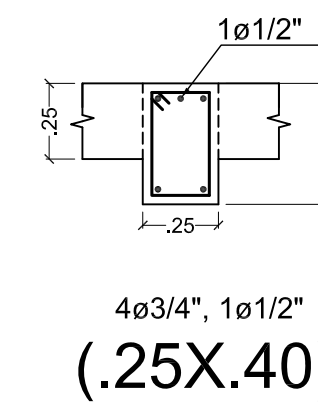
VIGA 501 (.25X.75)

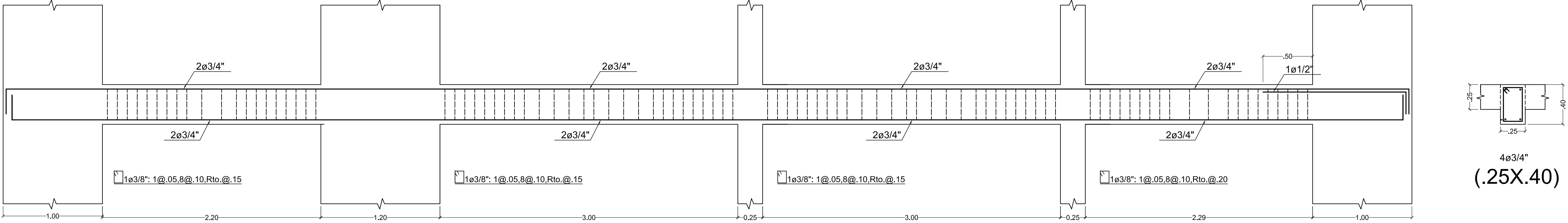


VIGA 102 (.25X.40)

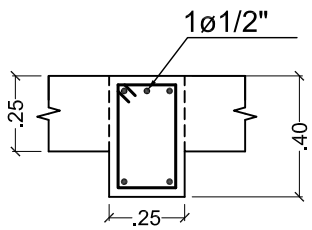


VIGA 202 (.25X.40)

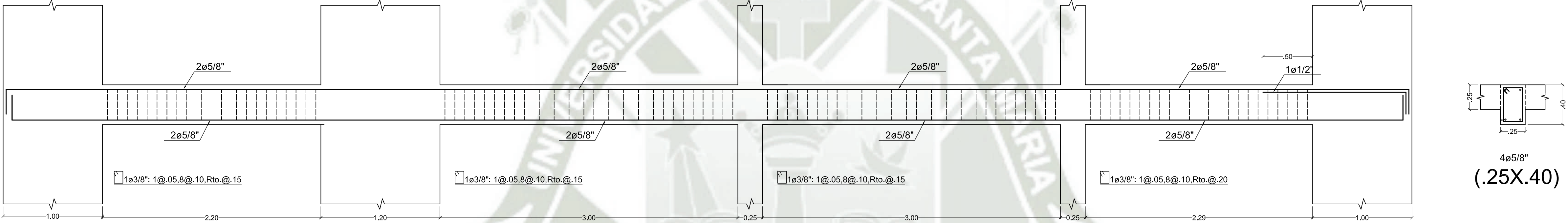




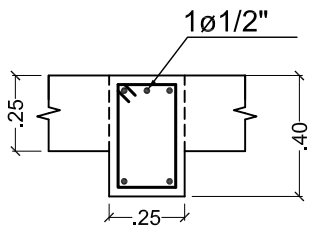
VIGA 402 (.25X.40)



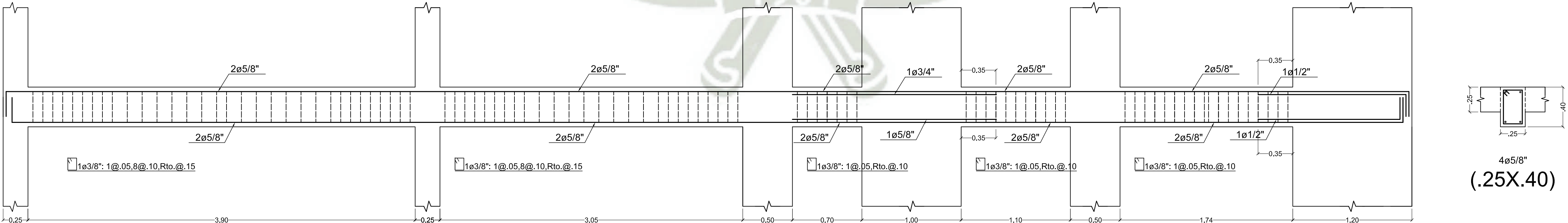
4ø3/4", 1ø1/2"
(.25X.40)



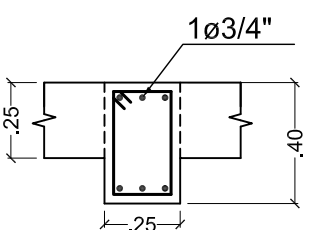
VIGA 502 (.25X.40)



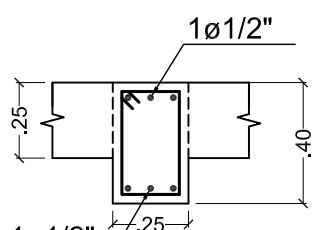
4ø5/8", 1ø1/2"
(.25X.40)



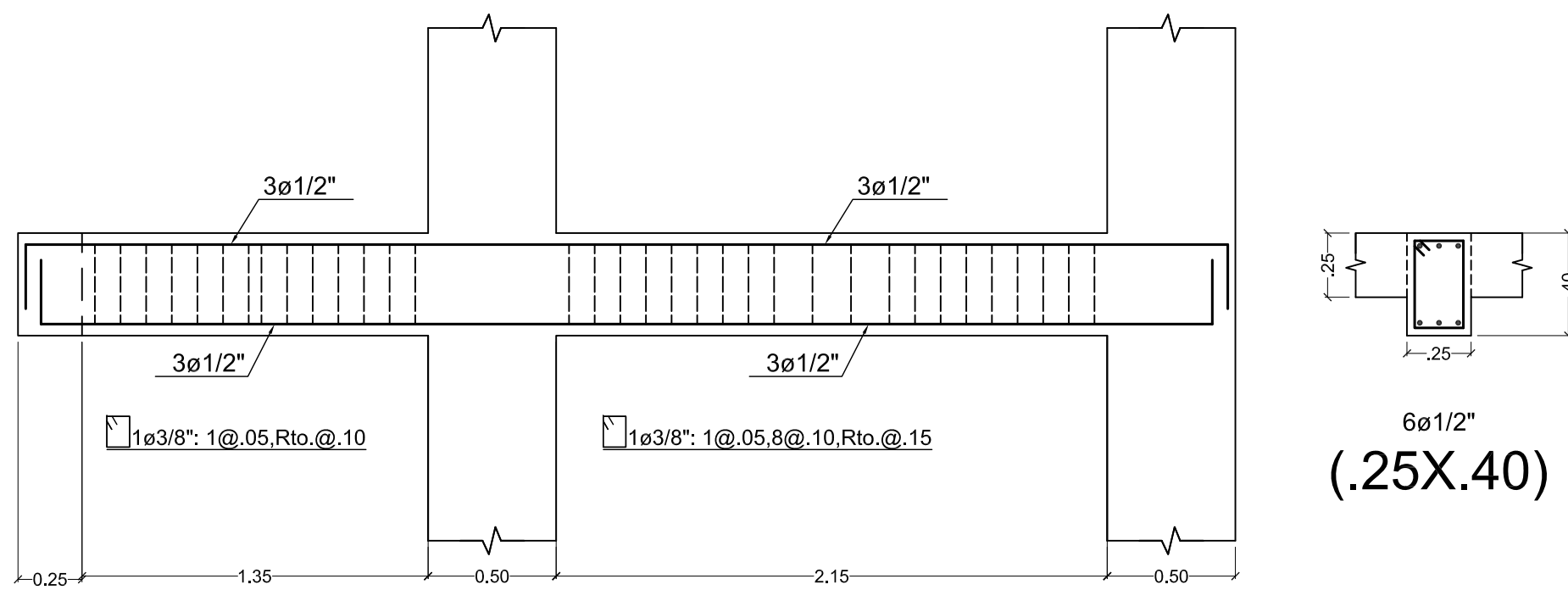
VIGA 103 (.25X.40)



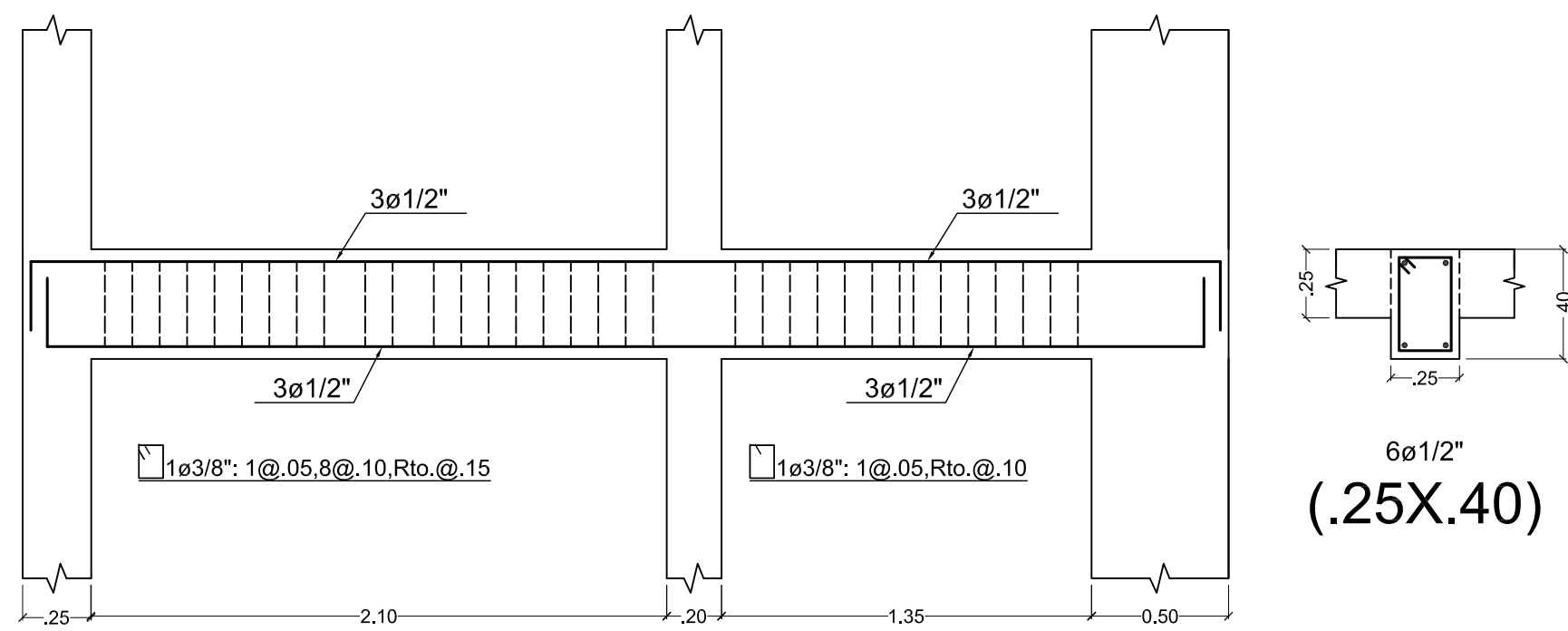
5ø5/8", 1ø3/4"
(.25X.40)



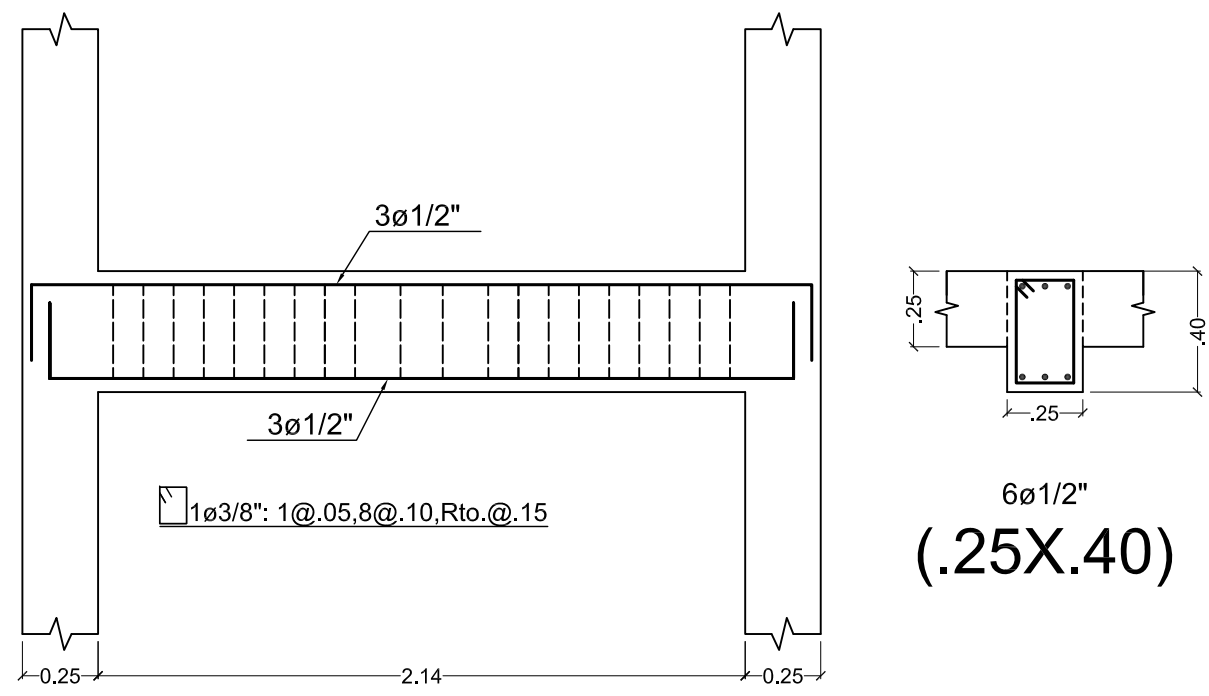
4ø5/8", 2ø1/2"
(.25X.40)



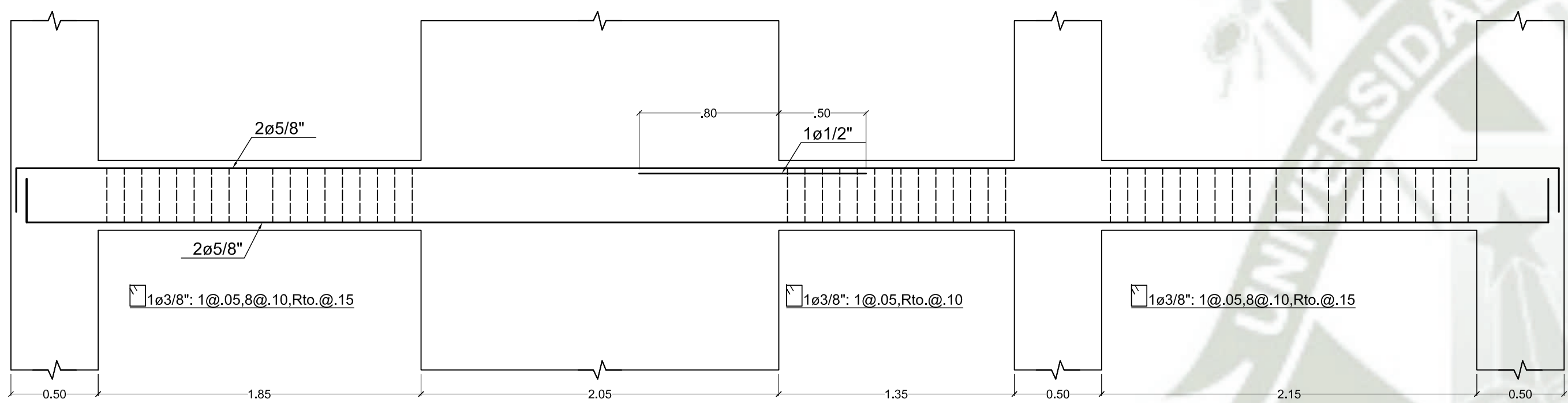
VIGA 104 (.25X.40)



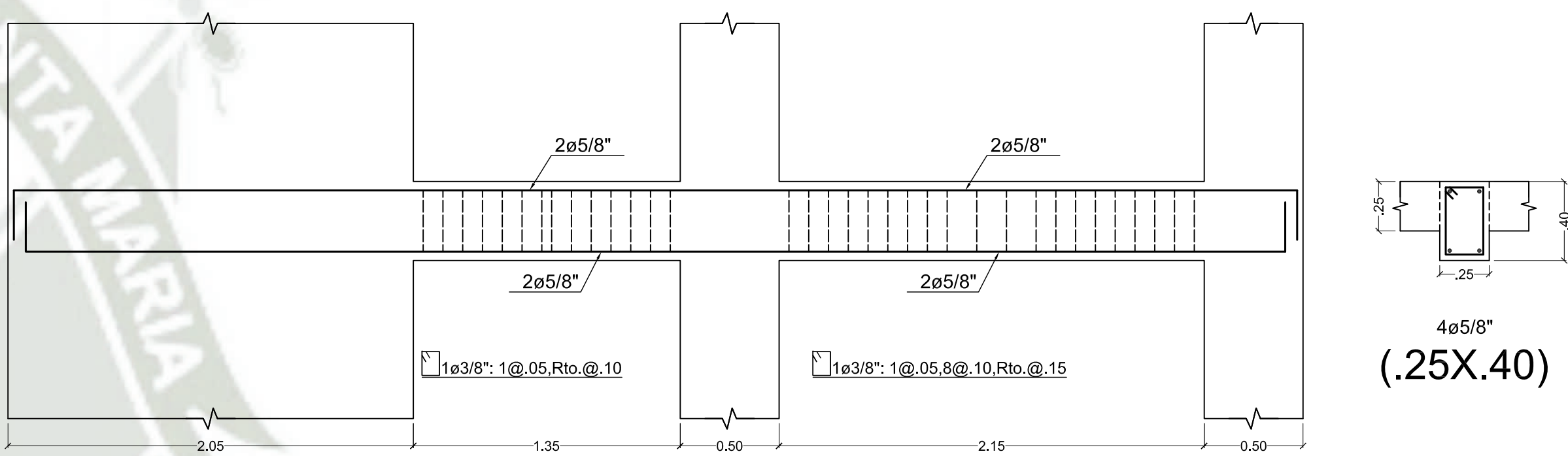
VIGA 105 (.25X.40)



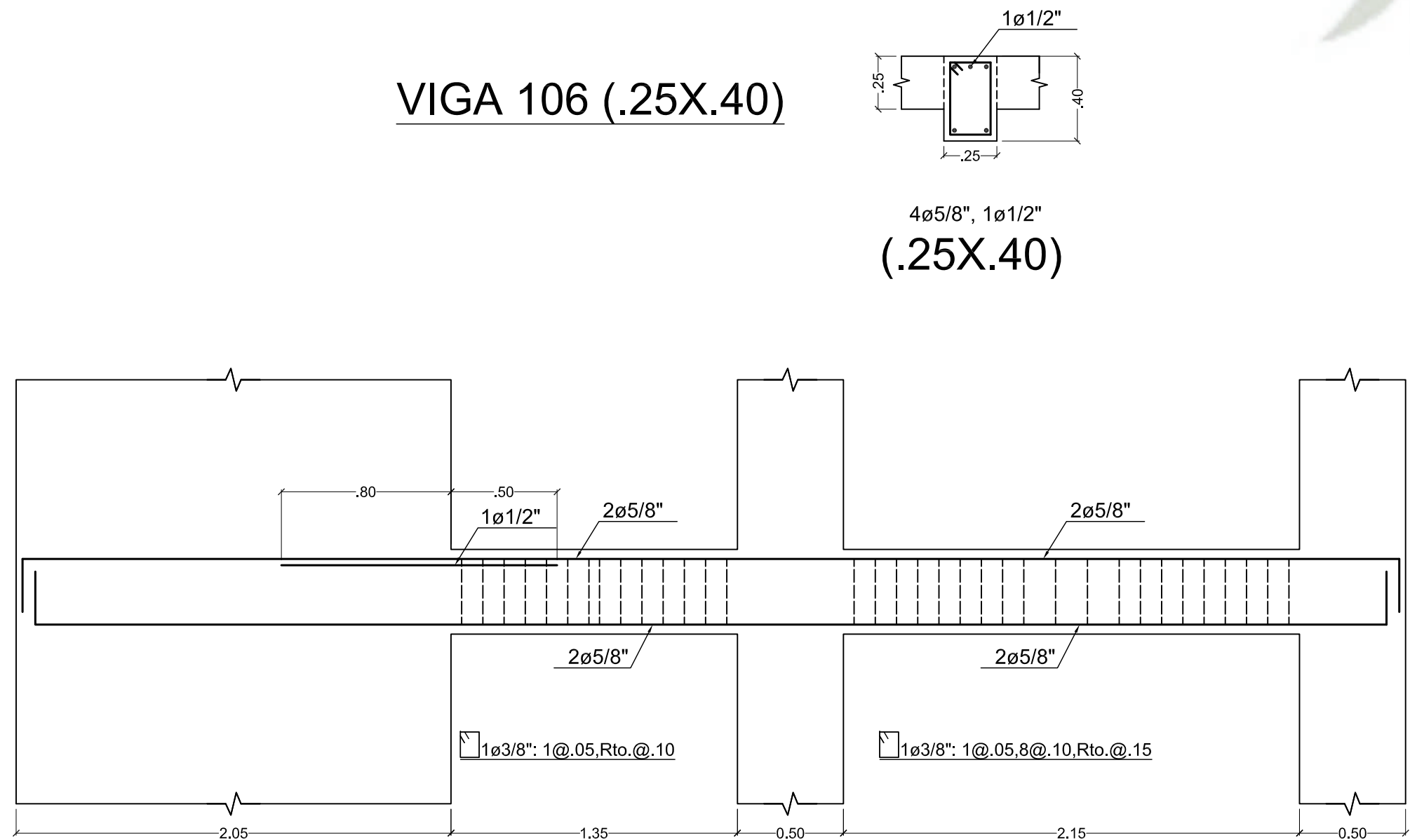
VIGA 109 (.25X.40)



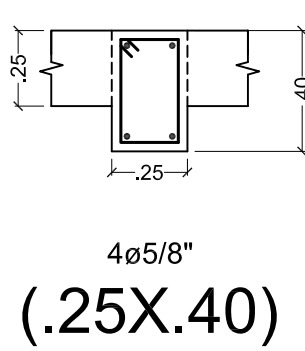
VIGA 106 (.25X.40)



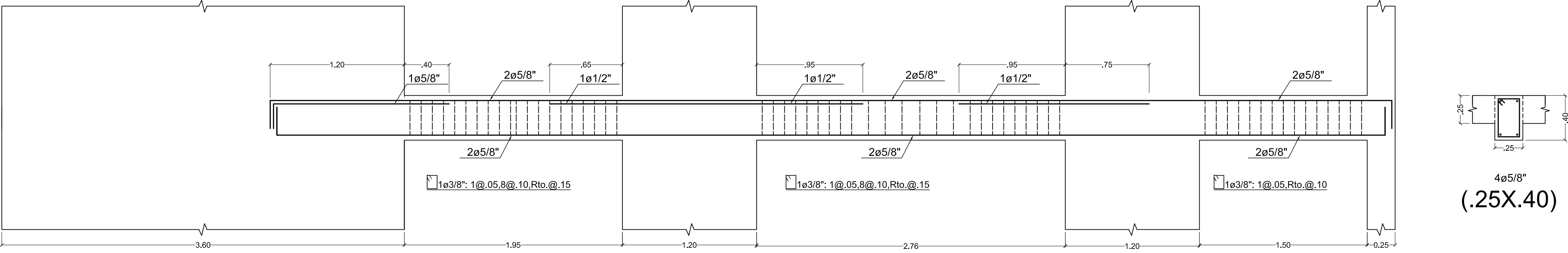
VIGA 406 (.25X.40)



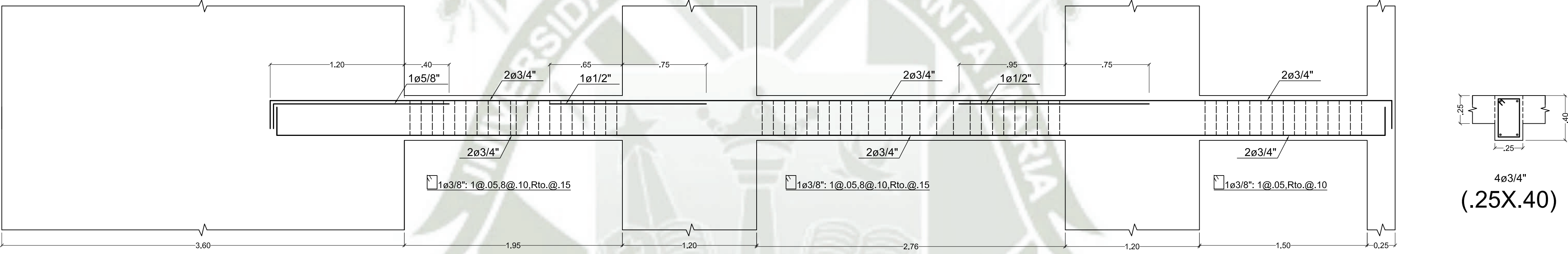
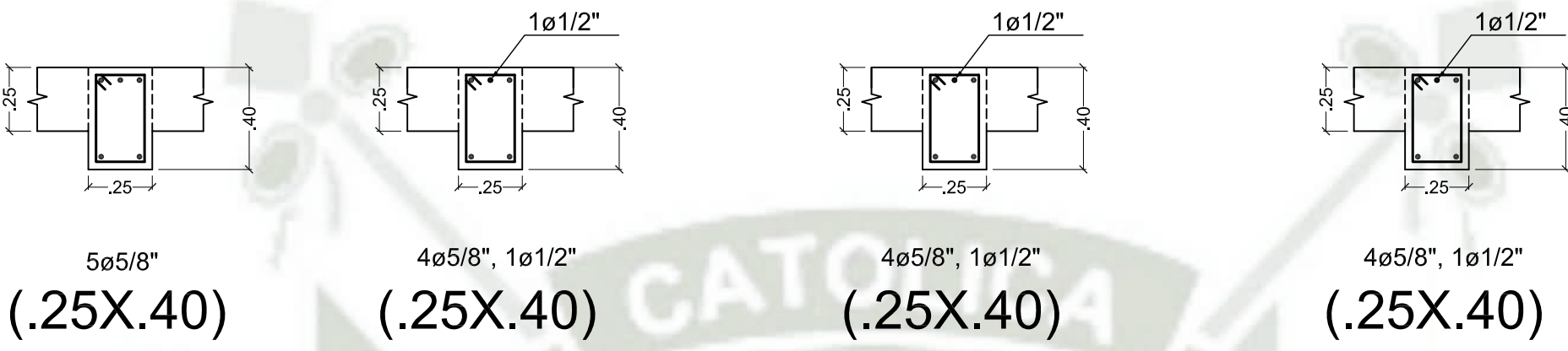
VIGA 306 (.25X.40)



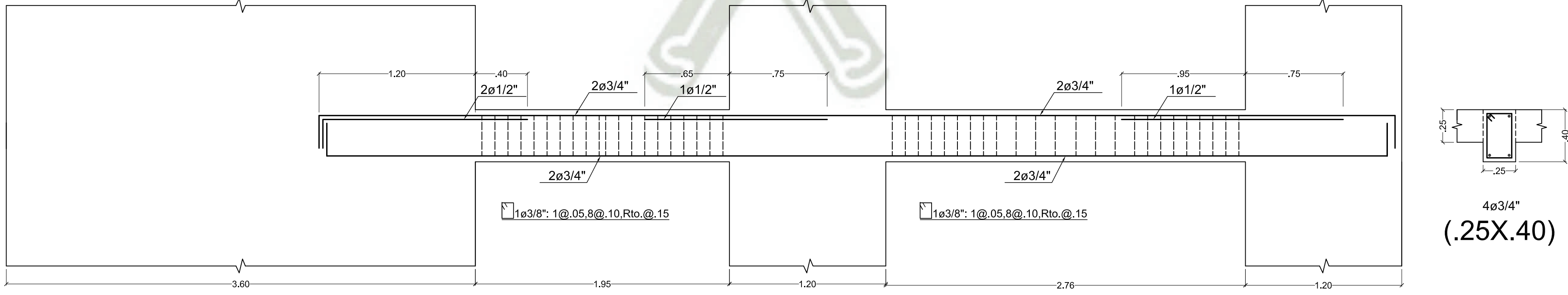
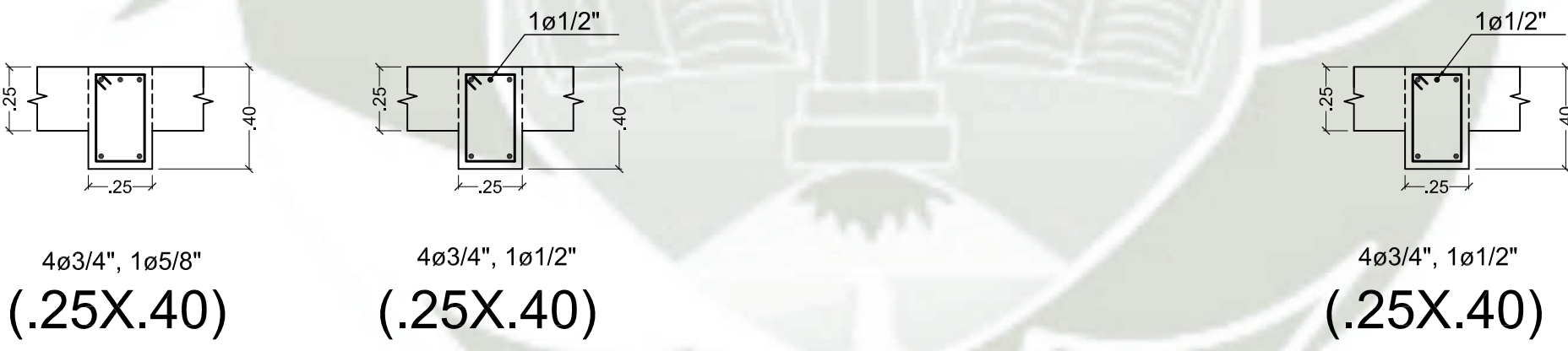
VIGA 112 (.25X.40)



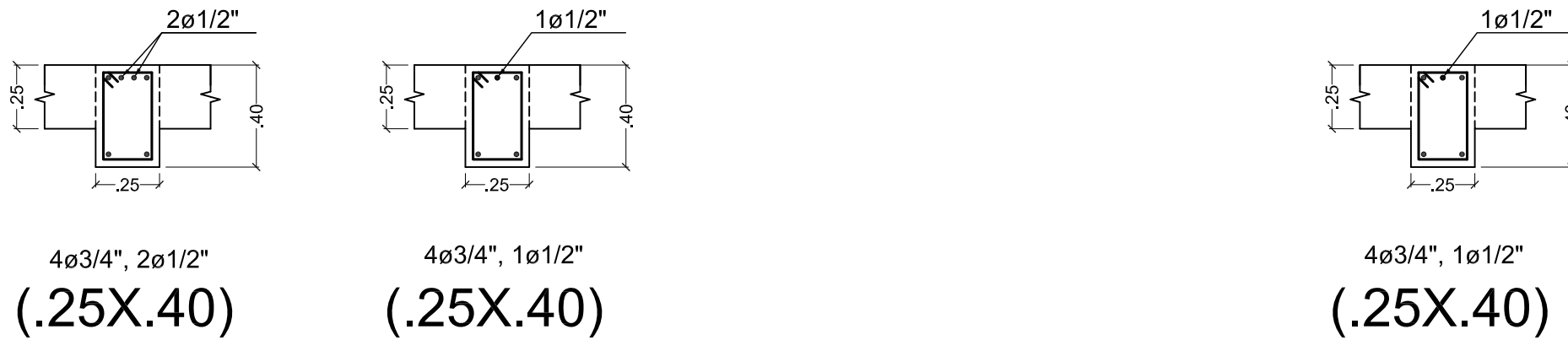
VIGA 107 (.25X.40)

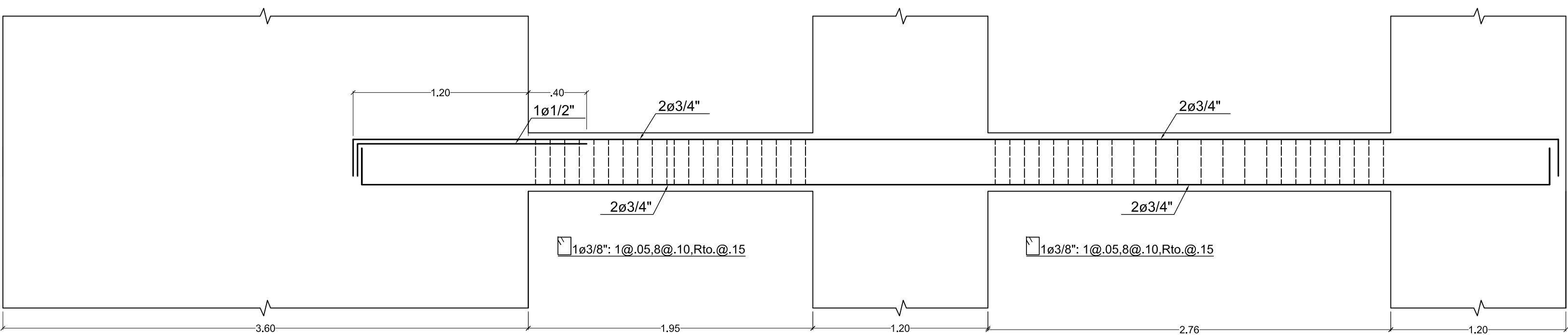


VIGA 207 (.25X.40)

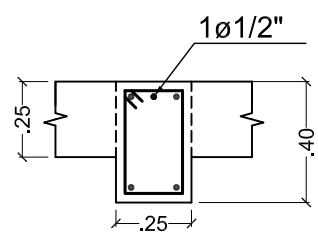


VIGA 307 (.25X.40)

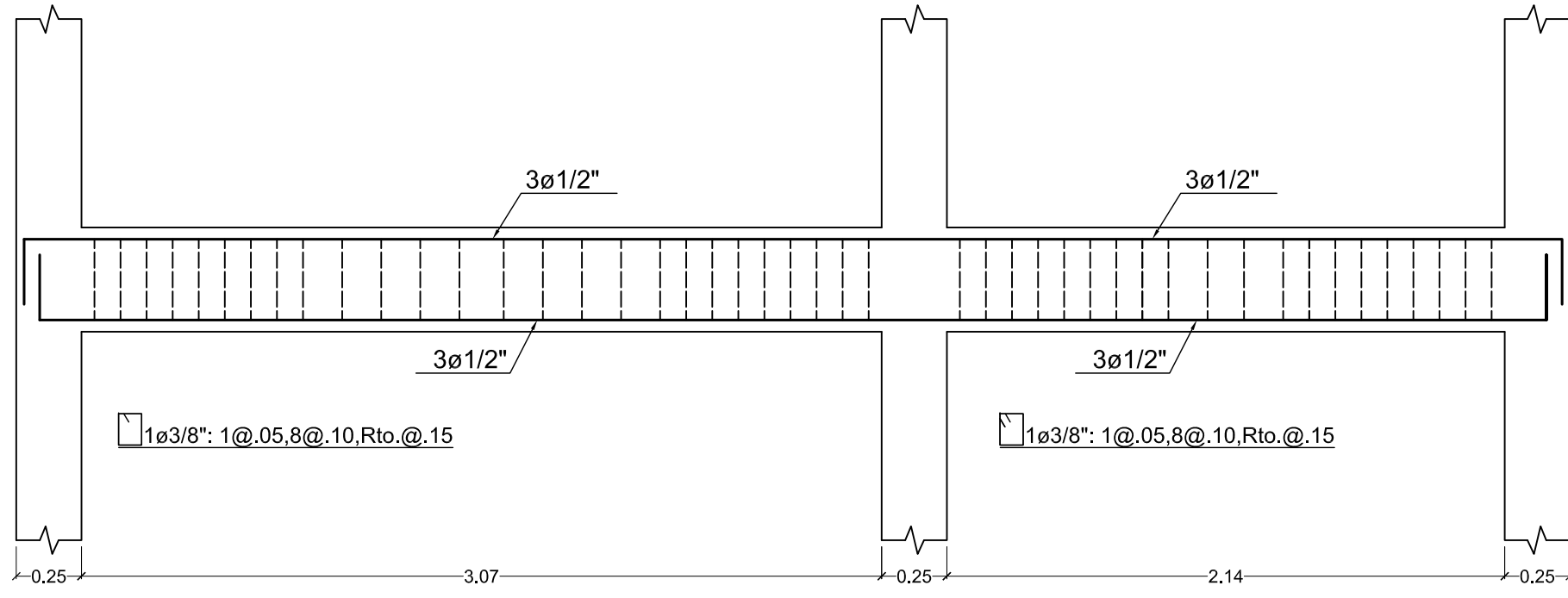




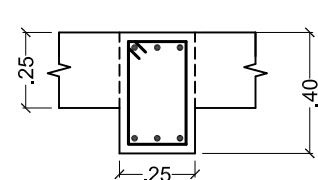
VIGA 507 (.25X.40)



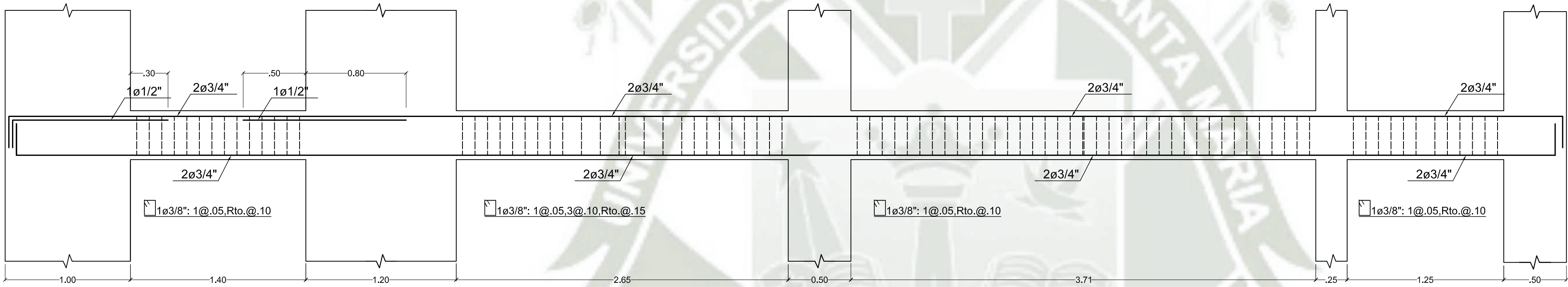
4ø3/4", 1ø1/2"
(.25X.40)



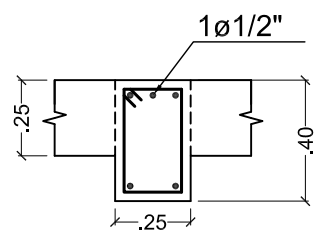
VIGA 111 (.25X.40)



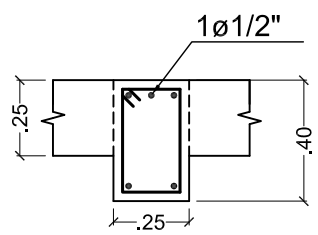
6ø1/2"
(.25X.40)



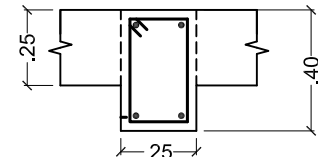
VIGA 108 (.25X.40)



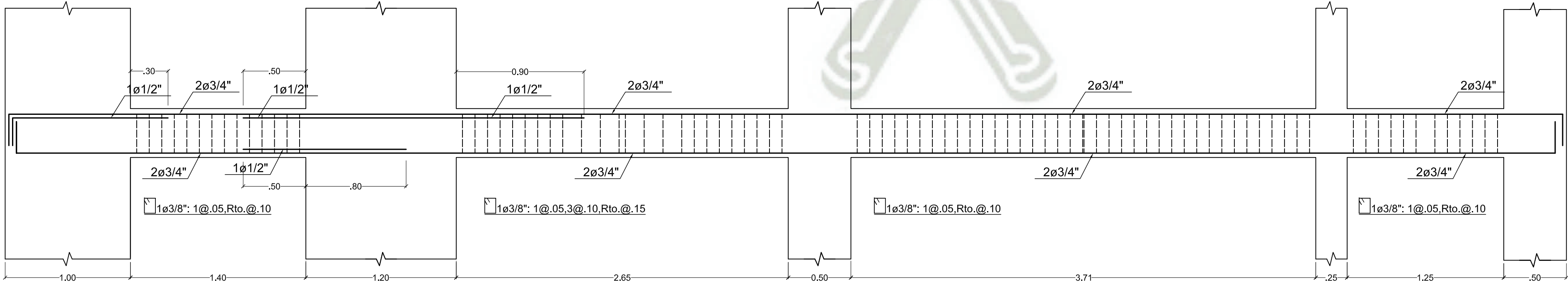
4ø3/4", 1ø1/2"
(.25X.40)



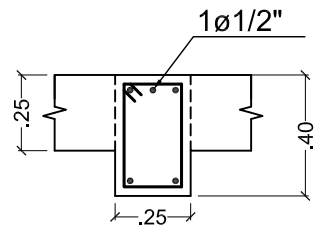
4ø3/4", 1ø1/2"
(.25X.40)



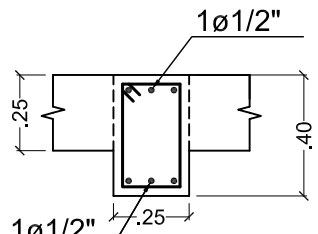
4ø3/4"
(.25X.40)



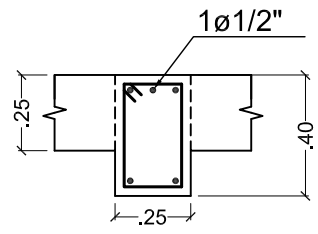
VIGA 208 (.25X.40)



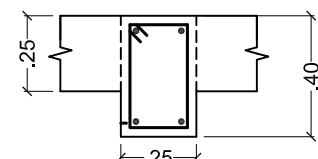
4ø3/4", 1ø1/2"
(.25X.40)



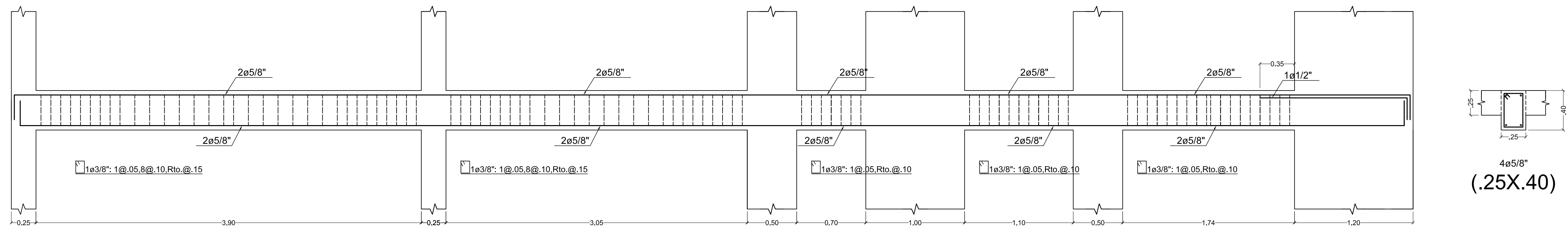
4ø3/4", 2ø1/2"
(.25X.40)



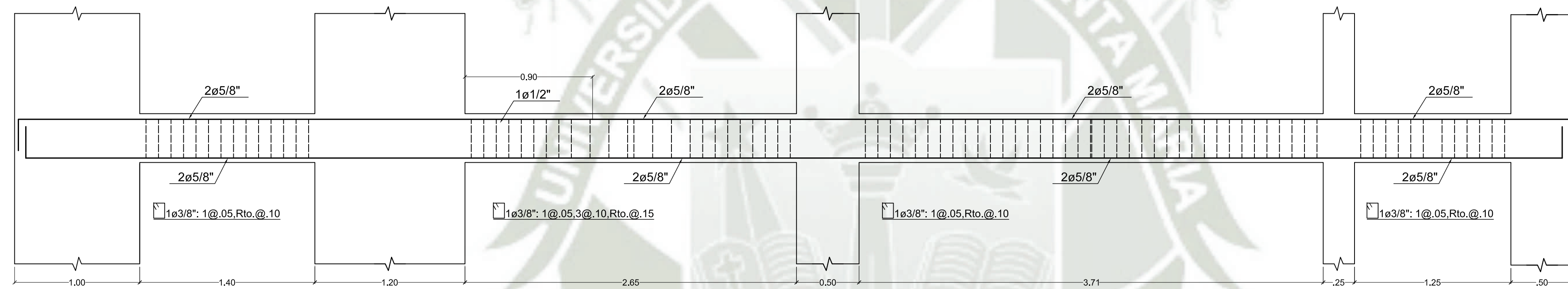
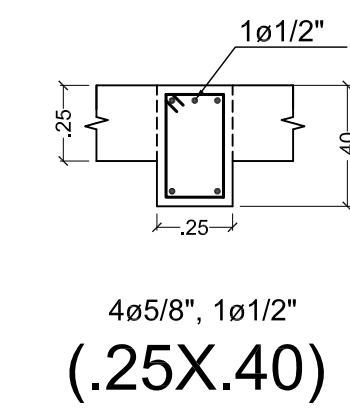
4ø3/4", 1ø1/2"
(.25X.40)



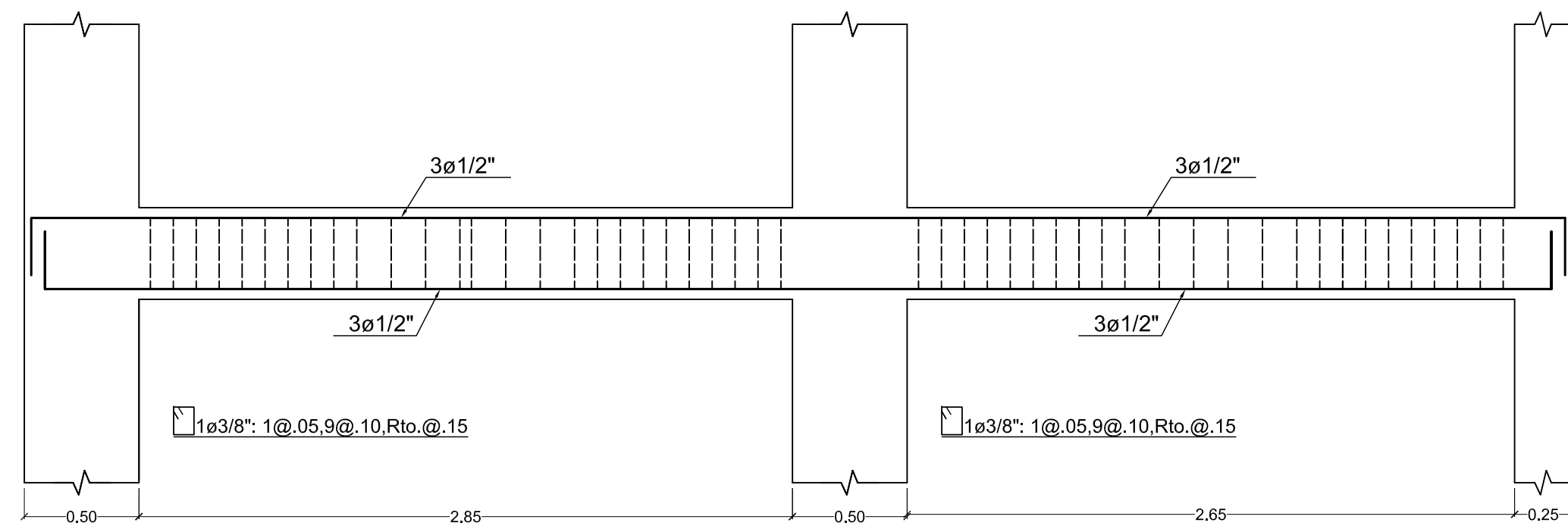
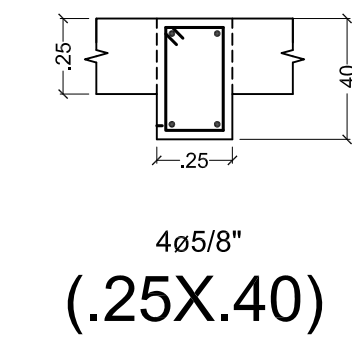
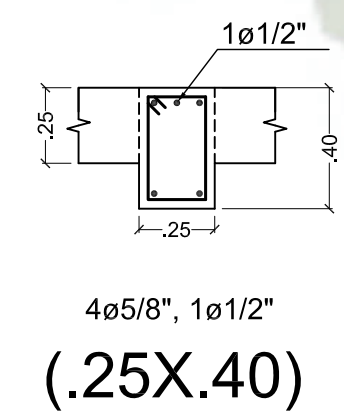
4ø3/4"
(.25X.40)



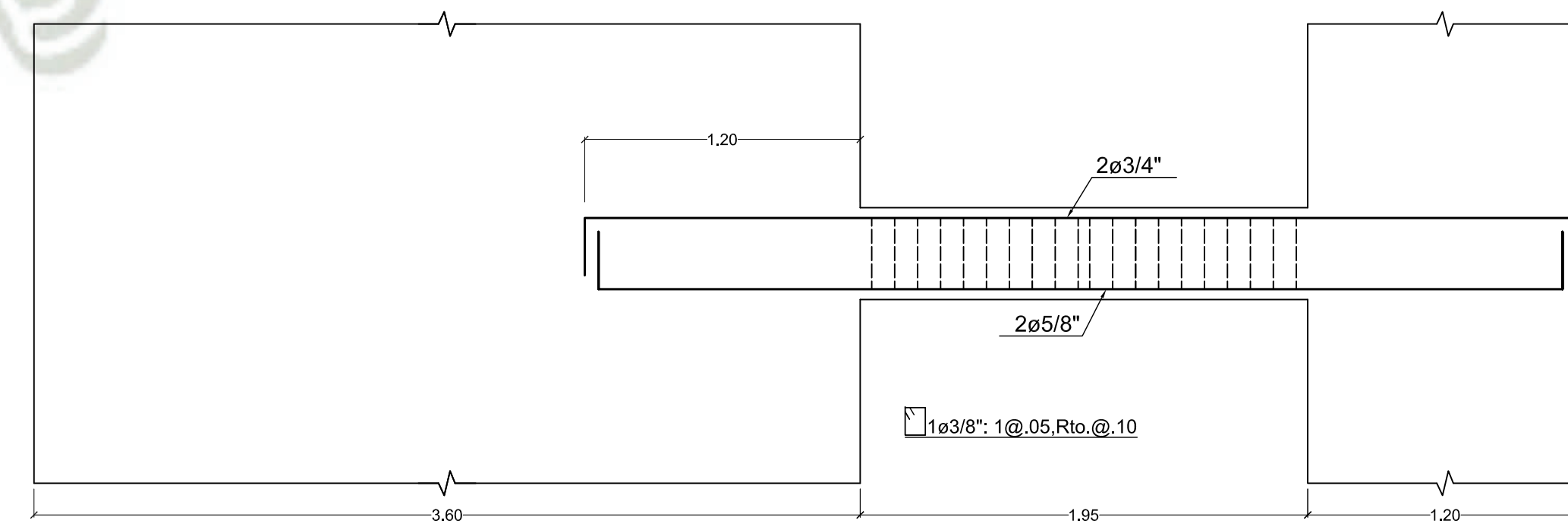
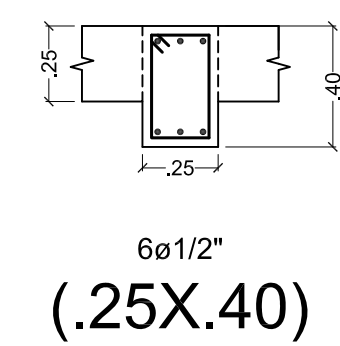
VIGA 503 (.25X.40)



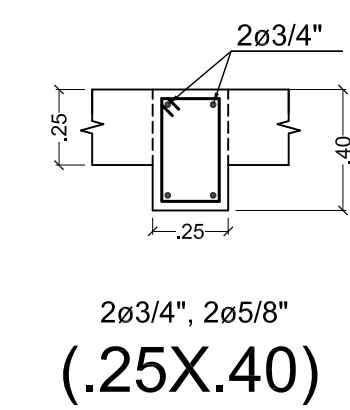
VIGA 508 (.25X.40)



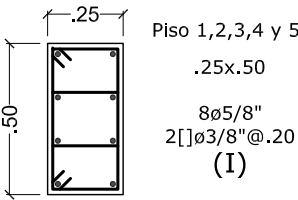
VIGA 110 (.25X.40)



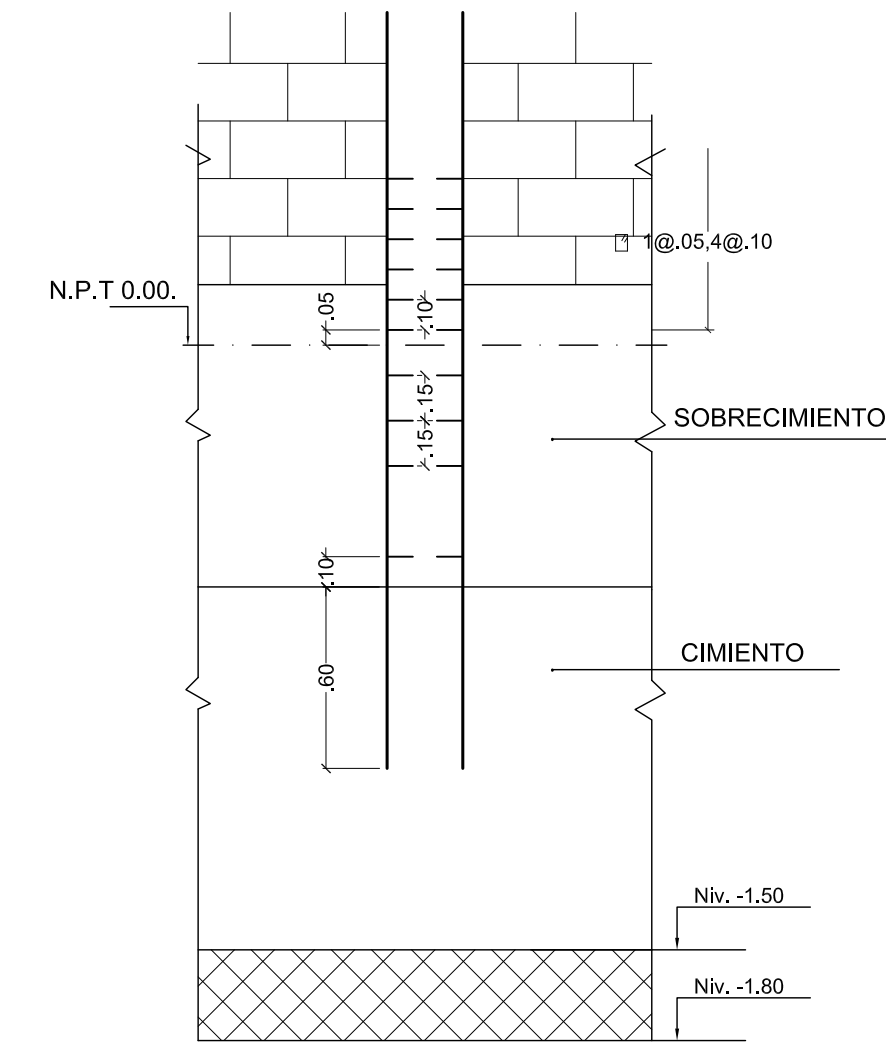
VIGA 212 (.25X.40)



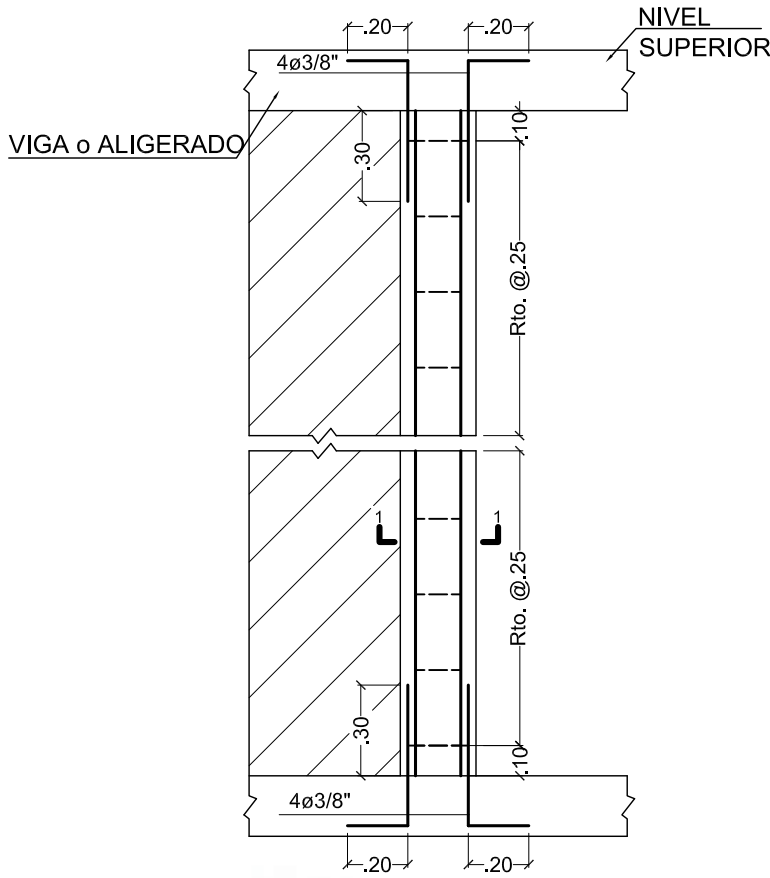
CUADRO DE COLUMNAS	
NIVEL	C-1
1°	.25x.50 8ø5/8" 2[1ø3/8"@.20 (1)
2°	.25x.50 8ø5/8" 2[1ø3/8"@.20 (1)
3°	.25x.50 8ø5/8" 2[1ø3/8"@.20 (1)
4°	.25x.50 8ø5/8" 2[1ø3/8"@.20 (1)
5°	.25x.50 8ø5/8" 2[1ø3/8"@.20 (1)



(I)

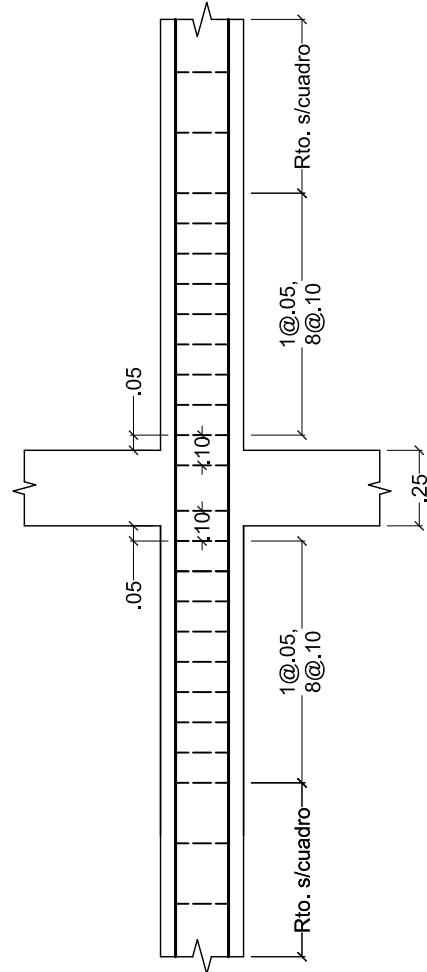


ANCLAJE DE COLUMNAS EN CIMENTO CORRIDO

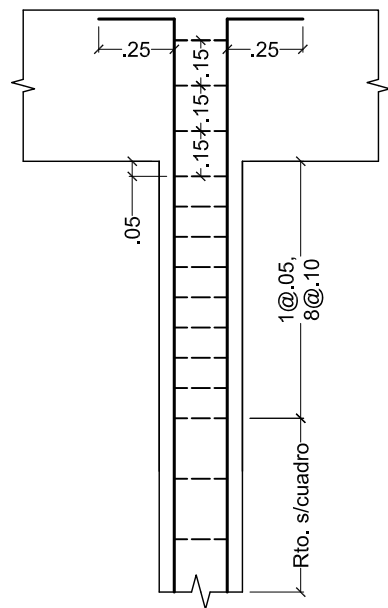


COLUMNETAS Pa, Pb, Pc

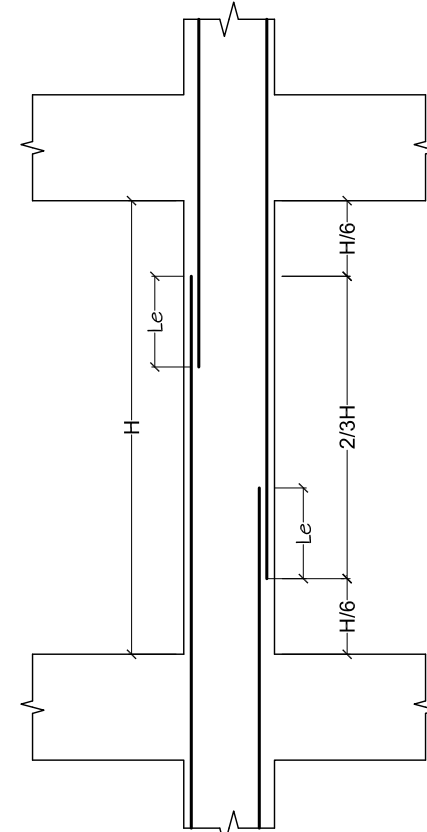
(Las columnas Pa estarán separadas con una junta de 2.5 cm. de cualquier elemento estructural. La junta se rellenará con tecnopor o similar).



ENCUENTRO DE COLUMNAS ESC:1/25



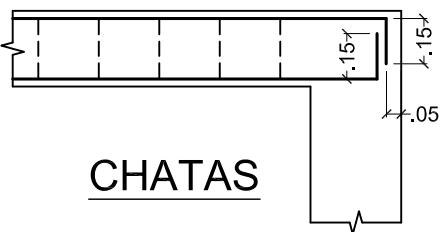
REMATE DE COLUMNAS ESC:1/25



DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS

LONGITUD DE EMPALME (Le)	
ø1"	.80
ø3/4"	.60
ø5/8"	.50
ø1/2"	.40
ø3/8"	.30

EMPALMAR EN DIFERENTES PARTES TRATANDO DE HACER LOS EMPALMES FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO

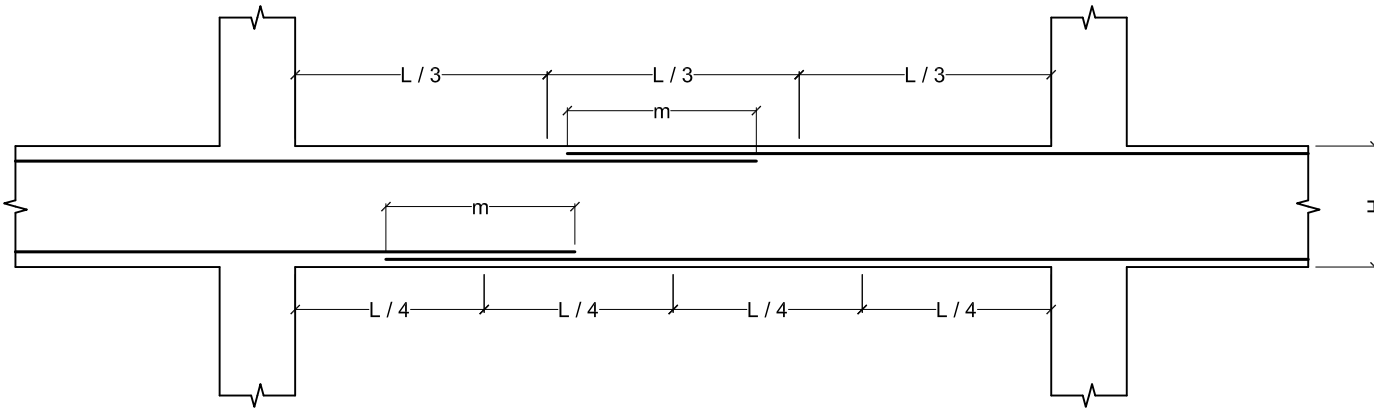


CHATAS

ø	e
1/2"	.30
5/8"	.30
3/4"	.40

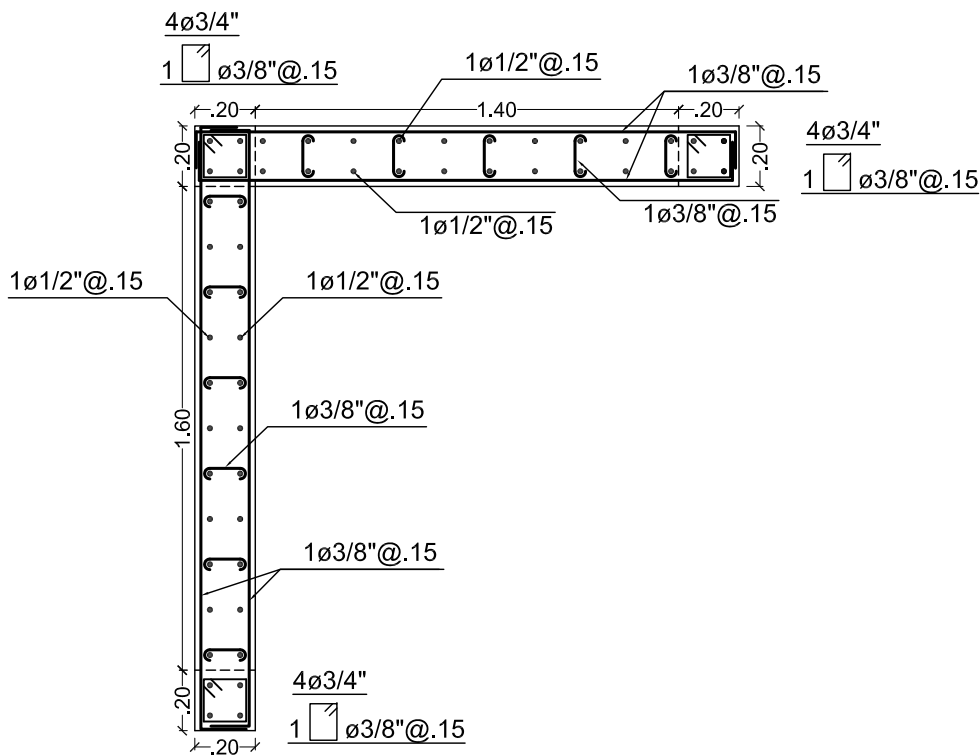
PERALTADAS

ANCLAJE DE VIGAS



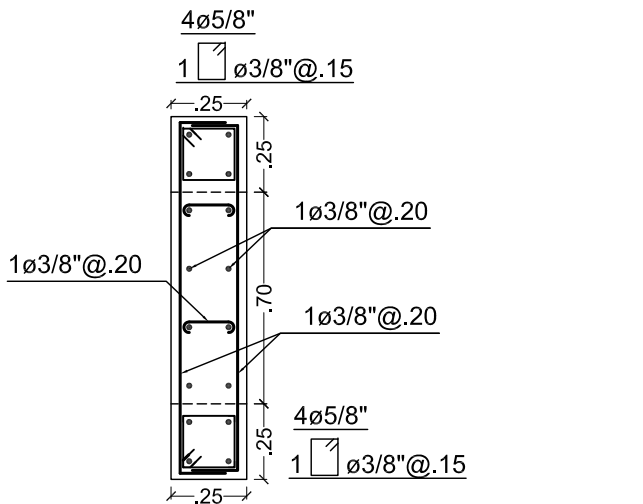
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

VALORES DE m			
ø	Refuerzo inferior	Refuerzo superior	
	H cualquiera	H<30	H>=30
3/8"	.40	.40	.45
1/2"	.40	.40	.45
5/8"	.50	.45	.60
3/4"	.65	.50	.70



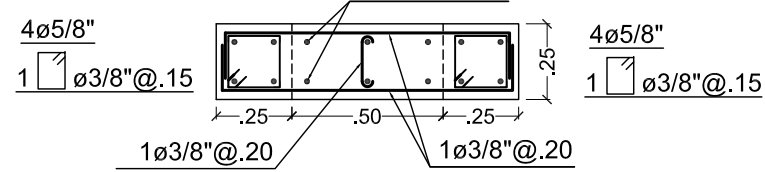
PRIMER PISO @ QUINTO PISO

PLACA - 1



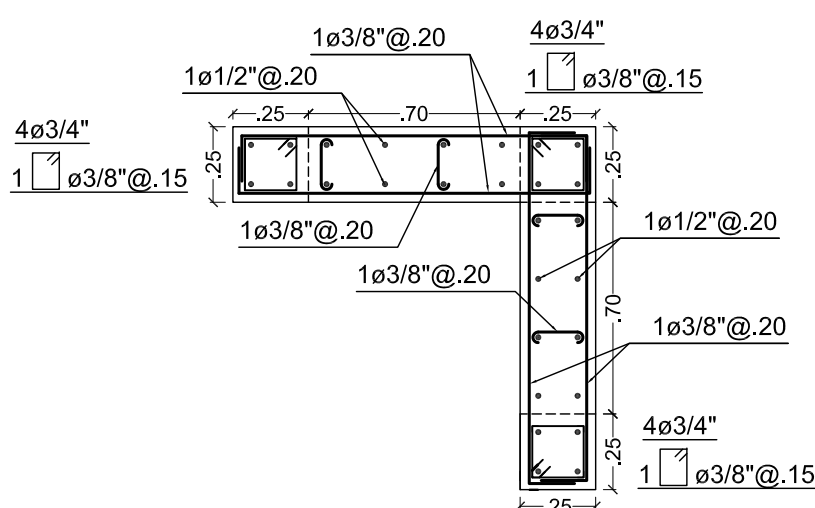
PRIMER PISO @ QUINTO PISO

PLACA - 3



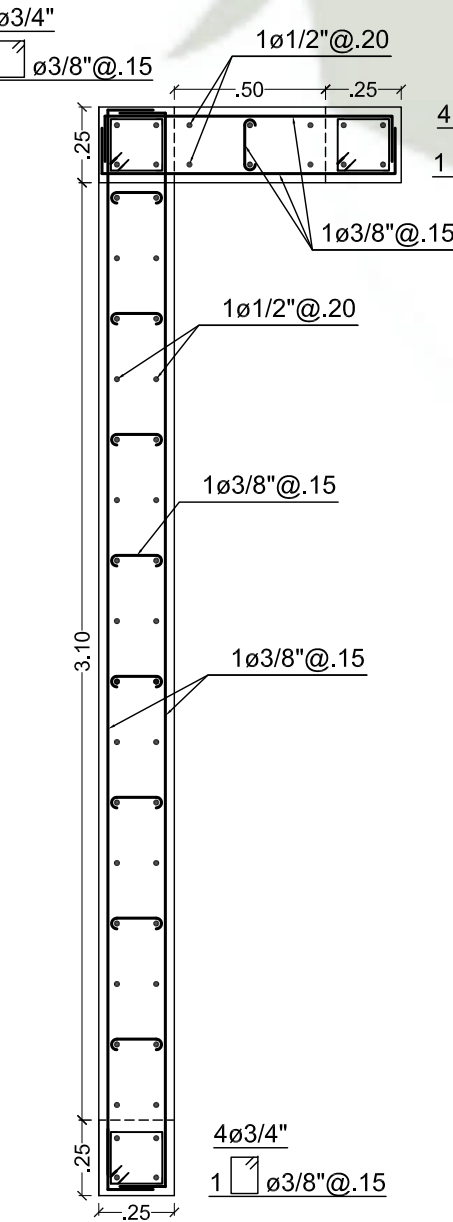
PRIMER PISO @ QUINTO PISO

PLACA - 4



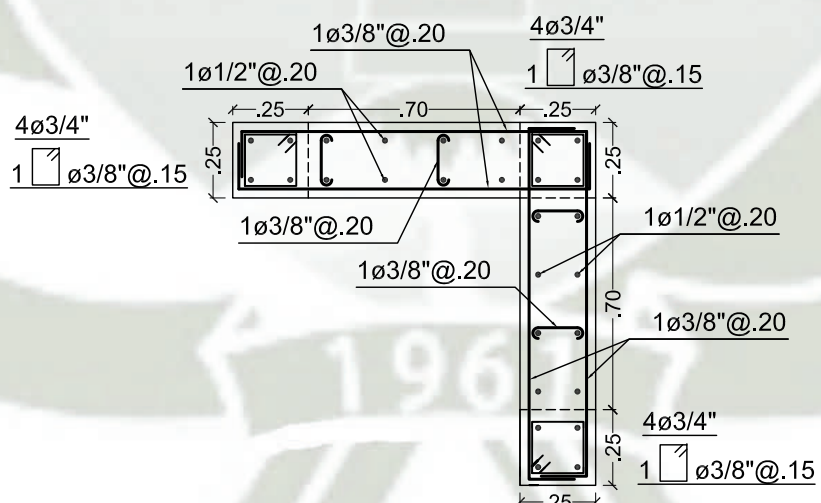
PRIMER PISO @ QUINTO PISO

PLACA - 5



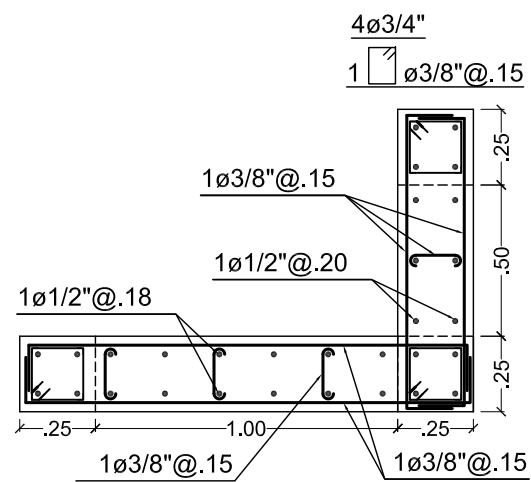
PRIMER PISO @ QUINTO PISO

PLACA - 6



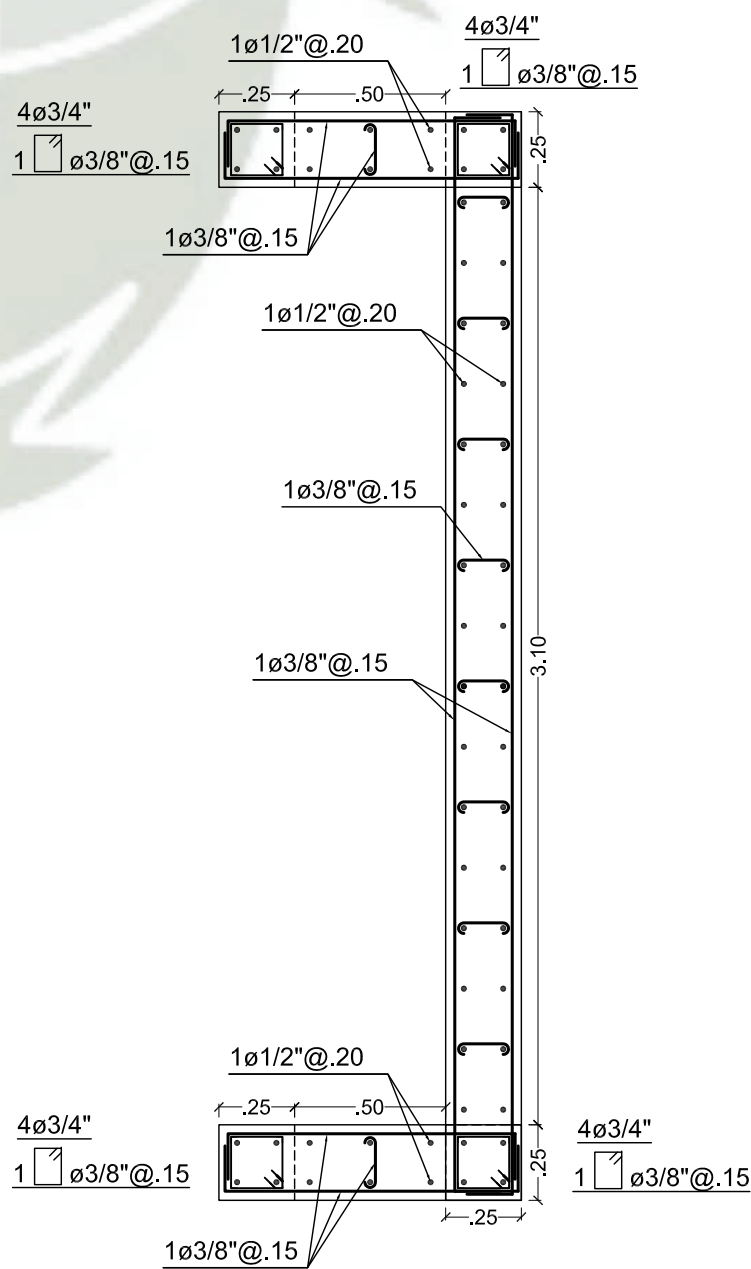
PRIMER PISO @ QUINTO PISO

PLACA - 7



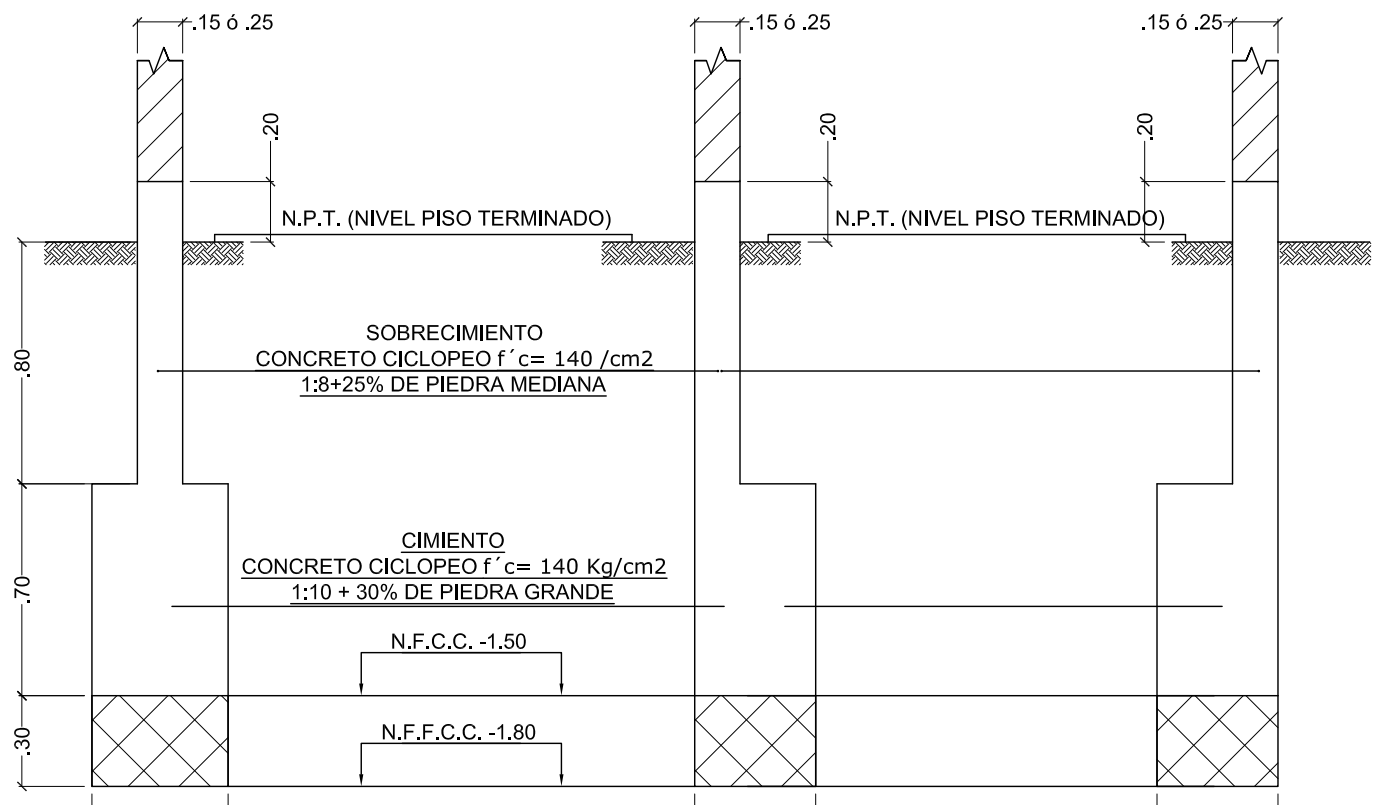
PRIMER PISO @ QUINTO PISO

PLACA - 8



PRIMER PISO @ QUINTO PISO

PLACA - 9

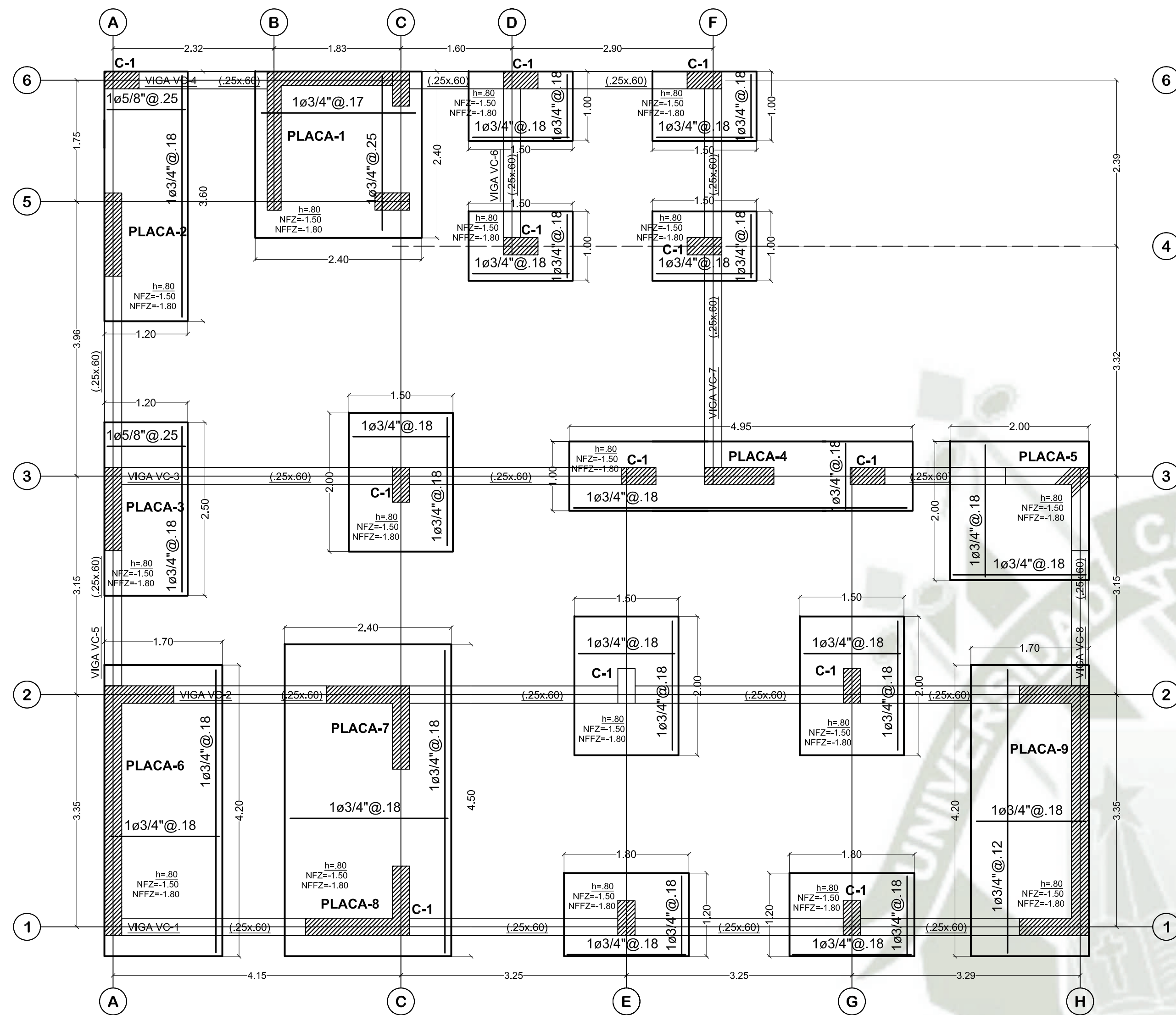


INTERIOR

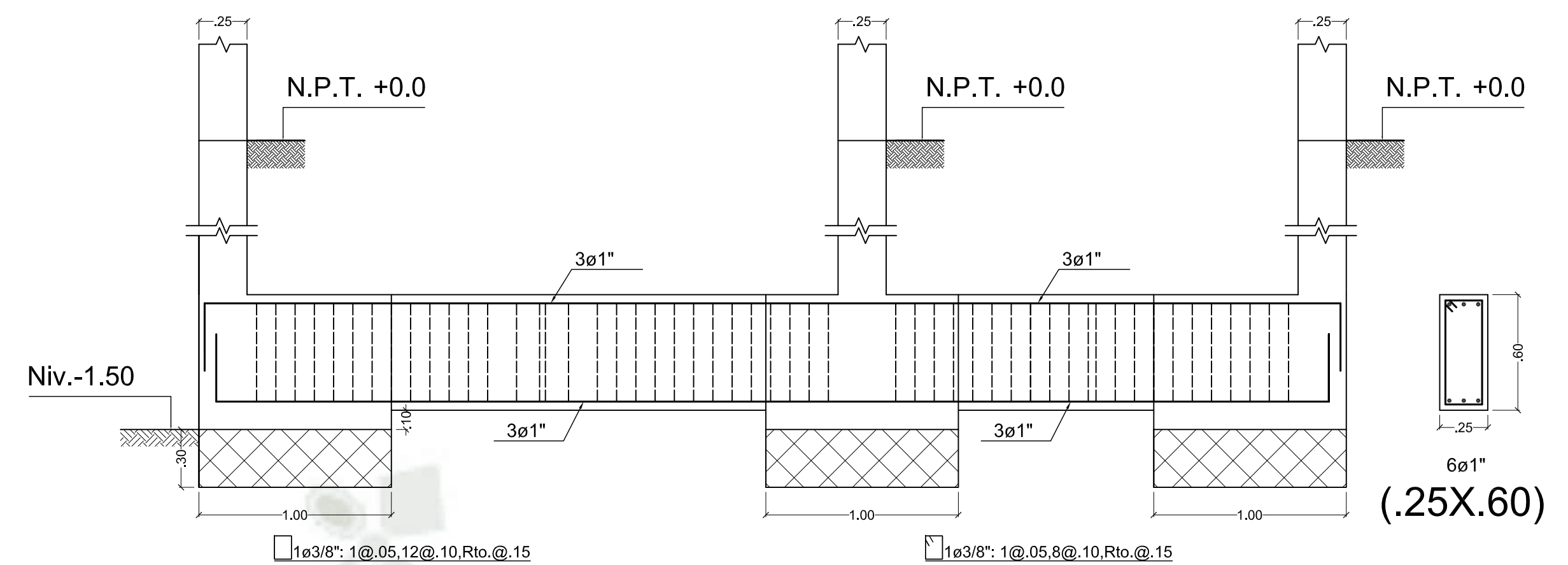
PERIMETRICO

PERIMETRICO

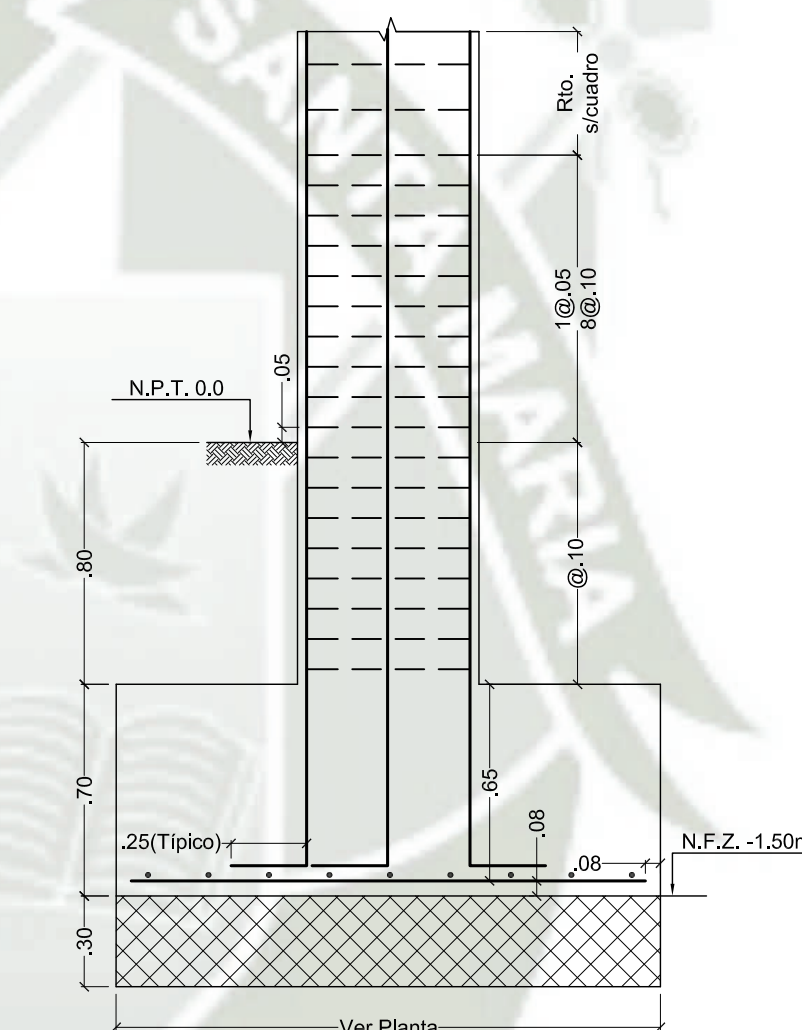
CIMENTO CORRIDO EN MUROS



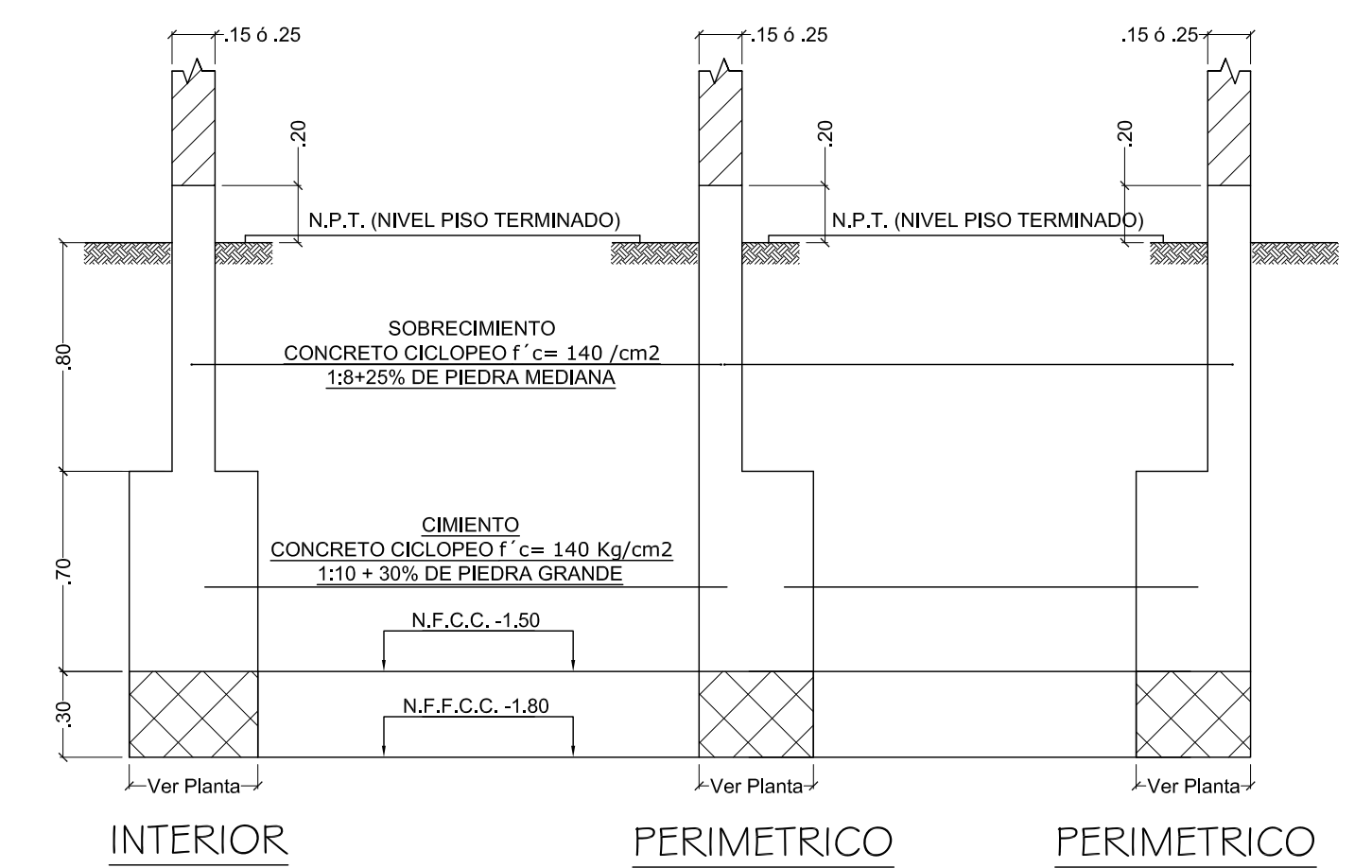
CIMENTACIÓN



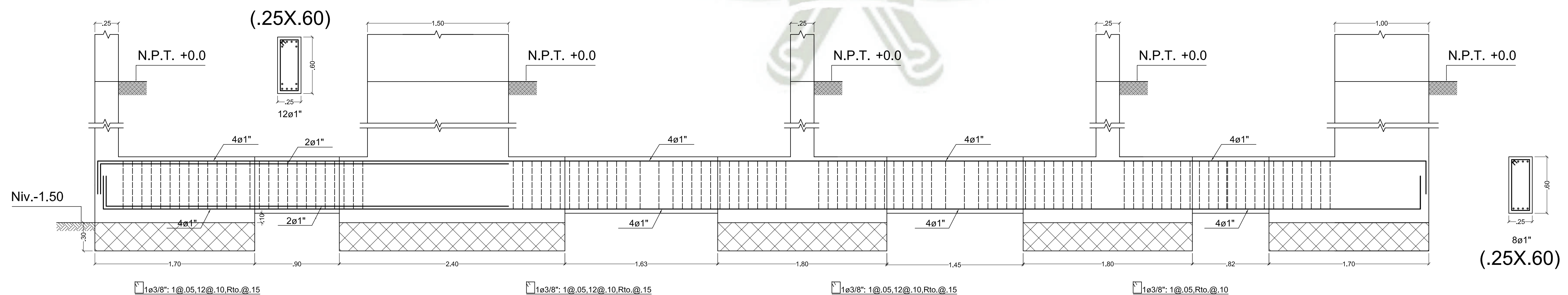
VIGA VC-7 (.25X.60)



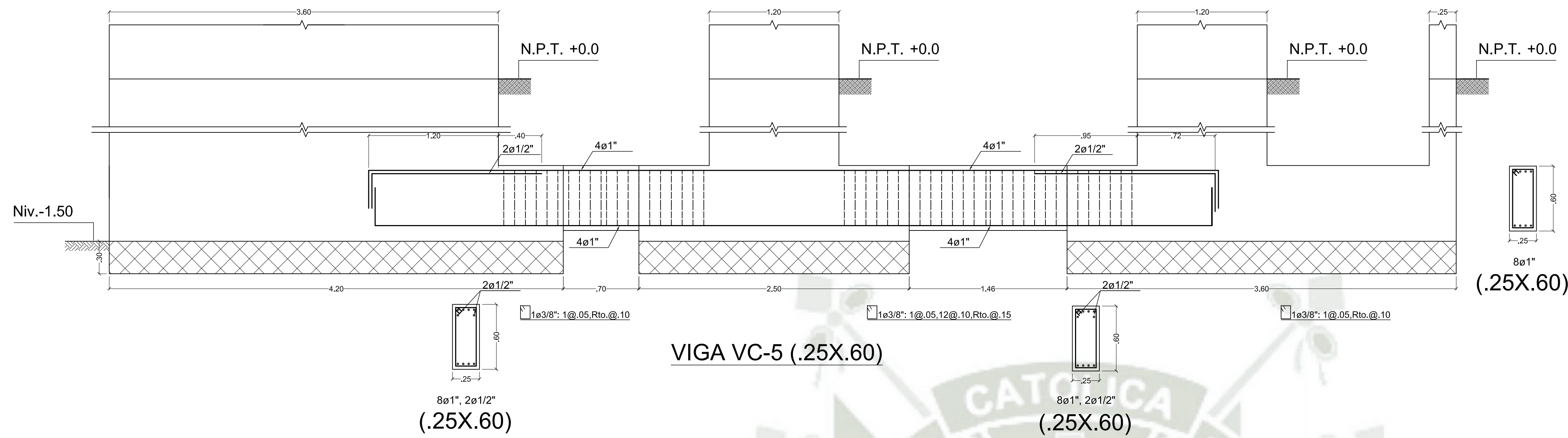
DETALLE DE ZAPATAS



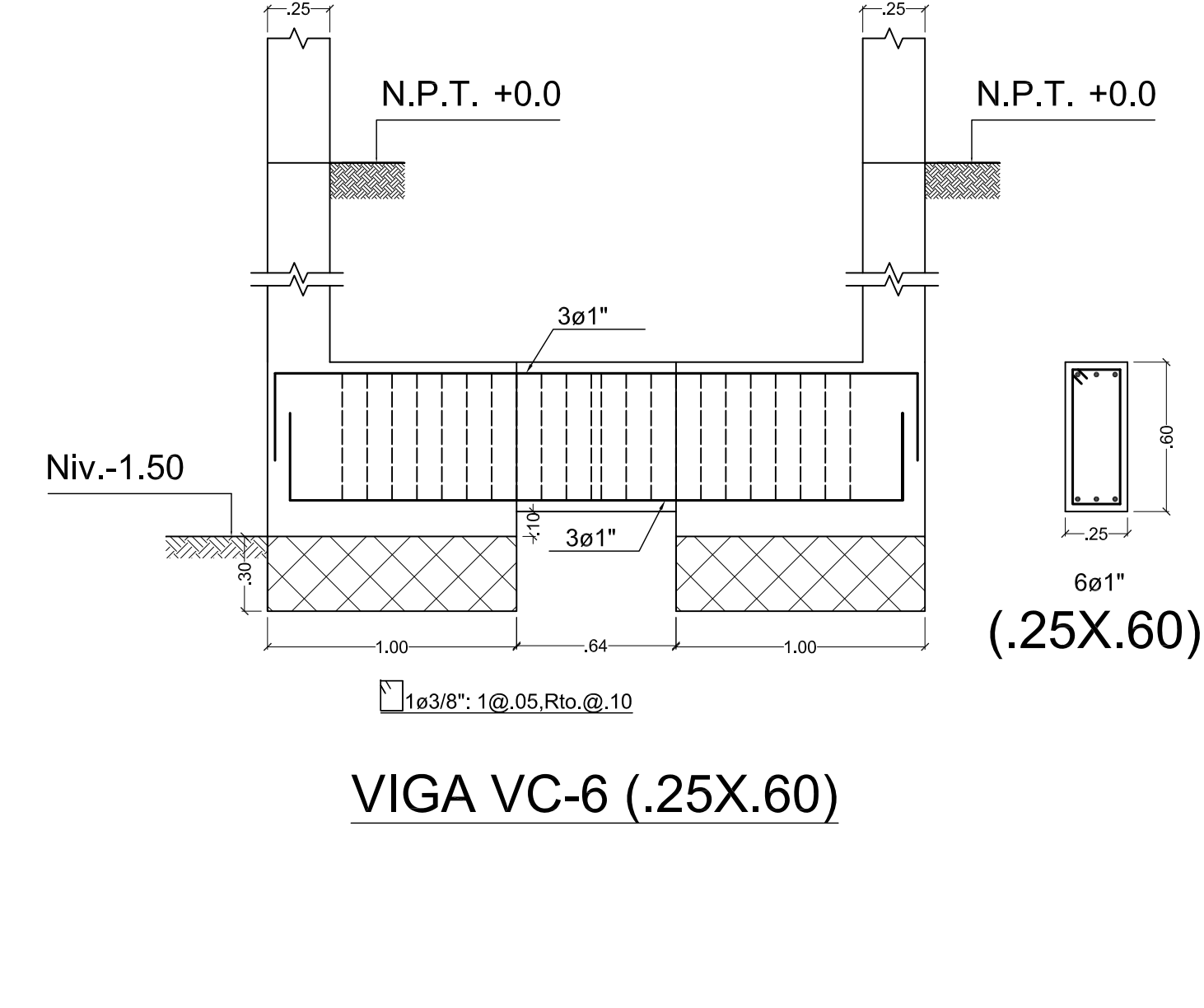
CIMENTO CORRIDO EN MUROS



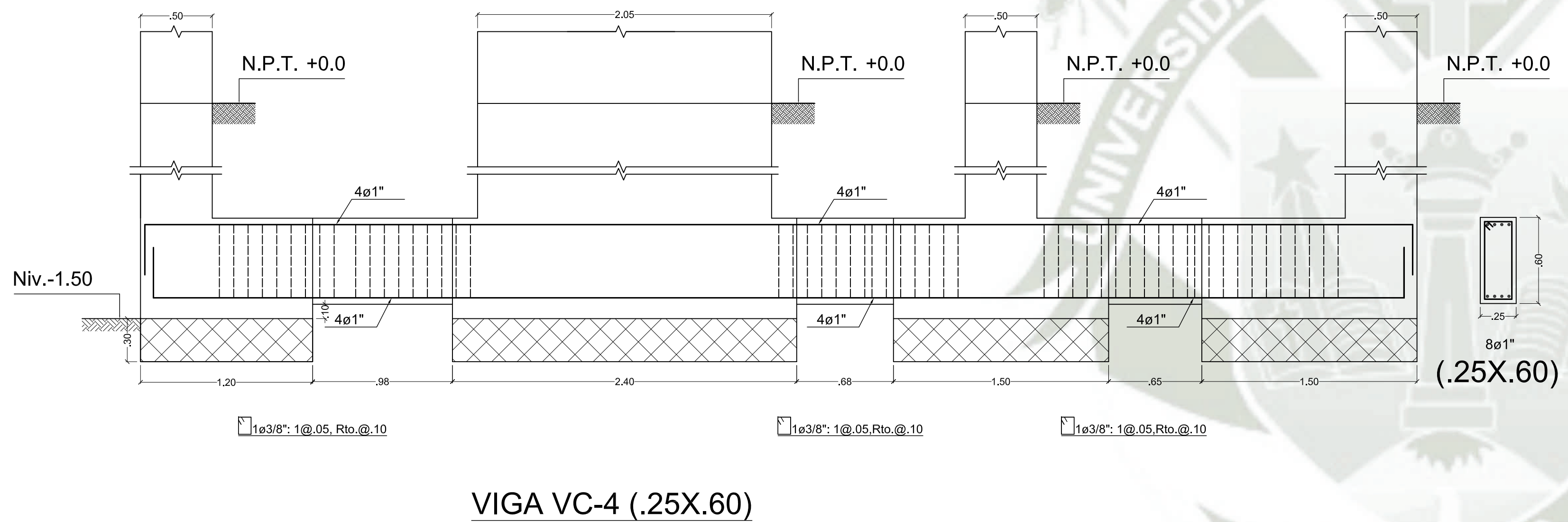
VIGA VC-1 (.25X.60)



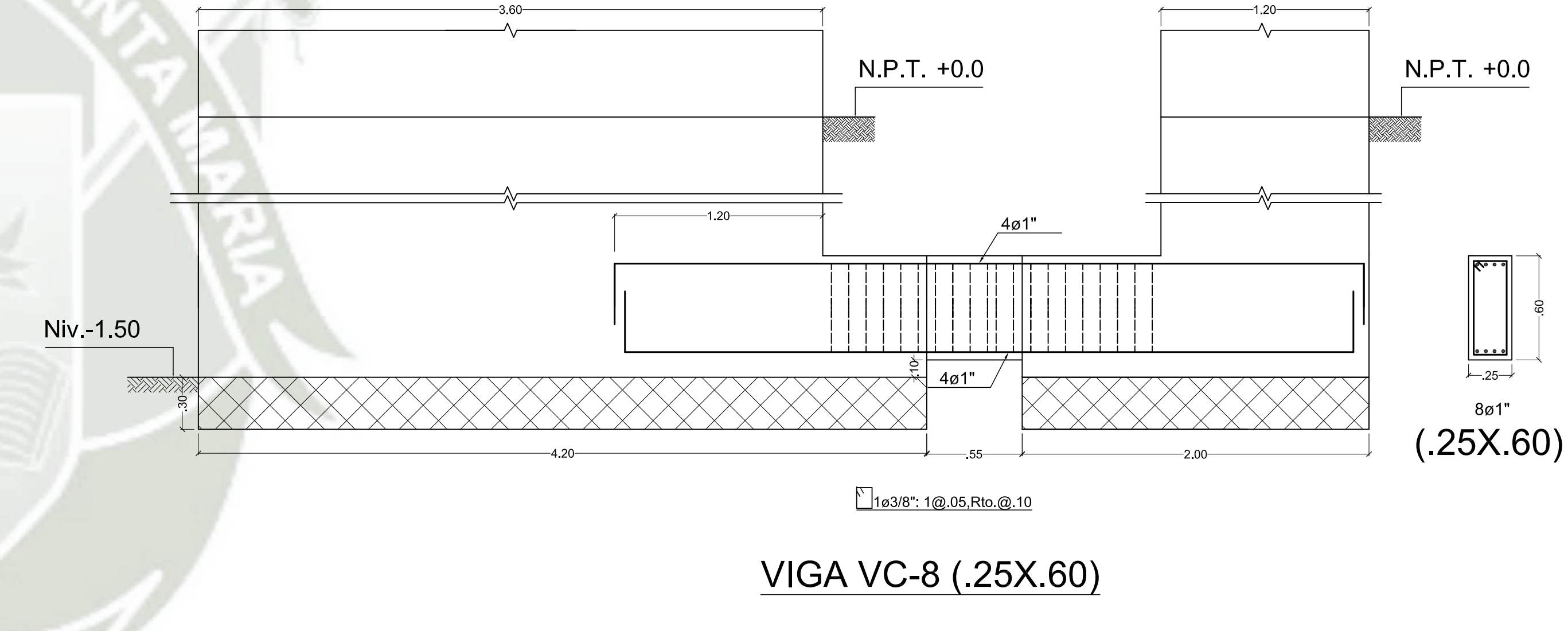
VIGA VC-5 (.25X.60)



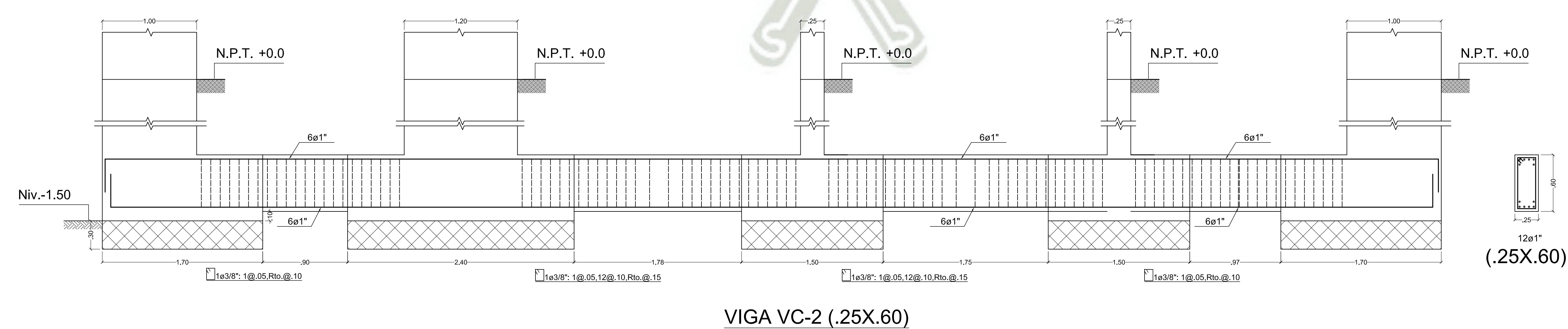
VIGA VC-6 (.25X.60)



VIGA VC-4 (.25X.60)



VIGA VC-8 (.25X.60)



VIGA VC-2 (.25X.60)