

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN HOTEL DE CONCRETO
ARMADO**

Tesis para optar el Título de INGENIERO CIVIL, que presentan los bachilleres:

Flores Bruno, Miguel Ángel

Valdivia Cántaro, Carlos Miguel

ASESOR: Daniel Roberto Quiun Wong

Lima, Diciembre del 2018

RESUMEN

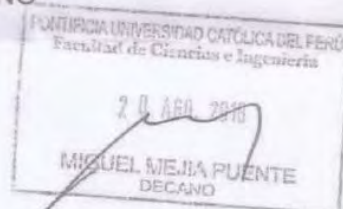
El proyecto consiste en el análisis y diseño de una estructura de concreto armado, de 7 pisos, ubicada en el distrito de Miraflores (Lima), destinada a hotelería. El terreno tiene un área de 595 m², de los cuales se techarán 473 m² para el primer piso y 440 m² para el segundo; esta área se reducirá a 387 m² a partir del piso 3 (típico) hasta el piso 7. Es importante resaltar la irregularidad en planta que sufre la estructura pues ocasionará problemas de torsión. Asimismo, se deberá considerar la reducción del factor de reducción (R), usado en el cálculo de la Cortante Basal, modificado según la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 (2016). Los ambientes se encuentran distribuidos de la siguiente manera: ingreso, recepción, lobby, conserjería, comedor, cocina, cisternas, cuarto de bombas y 3 estacionamientos en el primer piso; administración, mantención, sala de planchado, 8 habitaciones simples y 1 suite en el segundo piso; 10 habitaciones simples y 1 suite en los pisos típicos que van desde el tercer al séptimo piso; y, el área técnica, el cuarto de máquinas y tanque elevado en la azotea.

La costa peruana es considerada como Zona 4 según la Zonificación Sísmica indicada en la norma E.030. El suelo de cimentación que consta de conglomerado de grava gruesa, de capacidad portante de 4 kg/cm², es considerado del tipo S1. La edificación, que es de tipo común, presenta un factor U=1. Estos parámetros se predeterminan para realizar el análisis de cortante basal y su posterior distribución de fuerzas laterales en toda la altura para el análisis sísmico.

Dichas fuerzas en direcciones X-X e Y-Y serán tomadas mayormente por los muros de corte o placas, distribuidos a lo largo de la planta en estas direcciones. El eje Y será más rígido por los muros en todo el contorno contiguo a las estructuras vecinas. En el eje X, las placas serán repartidas en partes. Una vez predeterminadas las longitudes de placas en ambos ejes, se desarrolla el metrado de cargas verticales y posteriormente al análisis sísmico (estático y dinámico) del edificio, de modo que se respete las especificaciones de la Norma E.030. Se debe verificar que los resultados se encuentren dentro de los rangos establecidos. Para este análisis se utilizó el programa ETABS, siguiendo un modelo 3D y definiendo cada losa de piso como un diafragma rígido con 3 grados de libertad cada uno. Finalmente, se realizó el diseño de todos los elementos estructurales tales como losas (macizas y aligeradas), vigas, columnas, placas, cimentaciones, escaleras, cisterna y tanque elevado.

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Diseño estructural de un hotel de concreto armado"
Área : Estructuras
Asesor : Ing. Daniel Quiun Wong
Alumno : CARLOS MIGUEL VALDIVIA CANTARO
Código : 2011.1166.412
Alumno : MIGUEL ANGEL FLORES BRUNO
Código : 2011.1899.412
Tema N° : # 464
Fecha : Lima, 15 de agosto de 2018



ANTECEDENTES

En los edificios de hoteles se tienen diferentes ambientes, lo que produce pisos de usos diferentes, con abundantes tabiques.

DESCRIPCIÓN

Los alumnos realizarán el análisis y diseño estructural de un edificio de hotel de 7 pisos. El proyecto está ubicado en el distrito de Miraflores de la provincia de Lima. Se usará la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 (2016) y las otras normas correspondientes. El suelo de cimentación es del tipo S1 (grava arenosa), cuya resistencia admisible es $q_a = 4.0 \text{ kg/cm}^2$ a 1.50 m de profundidad debajo del nivel del piso terminado.

PLAN DE TRABAJO

El tema se someterá a cuatro revisiones de la siguiente manera:

1. Estructuración del edificio. Predimensionamiento de los elementos estructurales. Metrado de cargas, análisis y diseño de las losas de los techos y escaleras.
2. Análisis debido a cargas de gravedad. Análisis sísmico del edificio.
3. Diseño de las vigas y columnas. Diseño de los muros de concreto.
4. Diseño de la cimentación. Presentación de la memoria.

NOTA

Extensión máxima: 100 páginas.

D Quiun

B

i

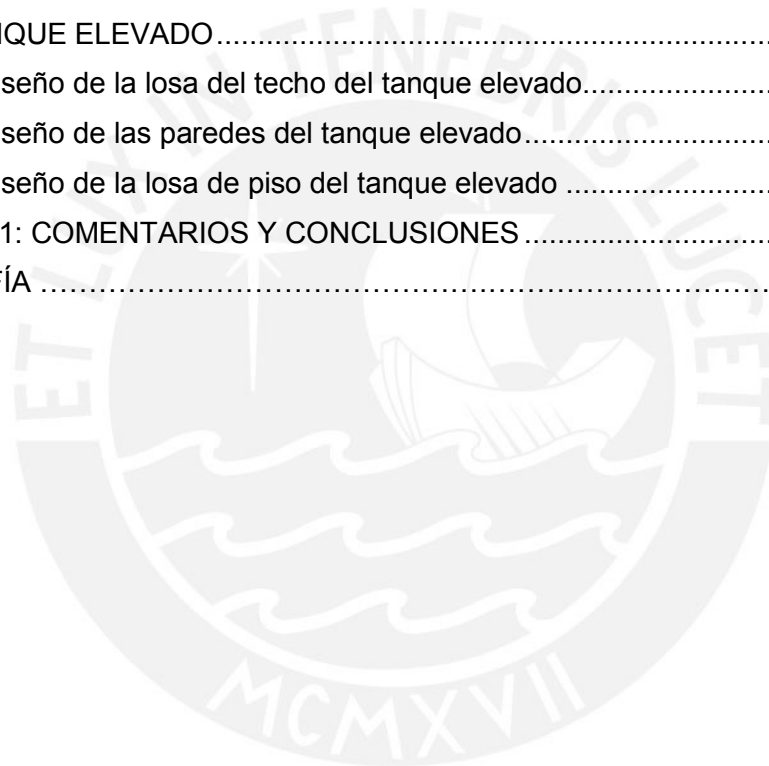


ÍNDICE

LISTA DE FIGURAS	v
LISTA DE TABLAS	viii
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1 OBJETIVOS	1
1.1.1 Objetivo General.....	1
1.1.2 Objetivos Específicos	1
1.2 MARCO TEÓRICO	1
1.3 ARQUITECTURA	2
1.4 ESTRUCTURACIÓN	6
CAPÍTULO 2: PREDIMENSIONAMIENTO	8
2.1 LOSAS ALIGERADAS UNIDIRECCIONALES.....	8
2.2 LOSAS MACIZAS	8
2.3 VIGAS	8
2.4 COLUMNAS	9
2.5 PLACAS	10
2.6 ESCALERAS.....	10
2.7 CISTERNA Y TANQUE ELEVADO	10
CAPÍTULO 3: METRADO DE CARGAS	13
3.1 LOSAS ALIGERADAS UNIDIRECCIONALES.....	13
3.2 LOSAS MACIZAS	15
3.3 VIGAS PERALTADAS.....	16
3.4 VIGAS CHATAS.....	17
3.5 COLUMNAS	17
3.6 PLACAS	19
3.7 ESCALERAS.....	20
3.8 CISTERNA Y TANQUE ELEVADO	22
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD.....	24
4.1 ANÁLISIS DE LOSAS ALIGERADAS UNIDIRECCIONALES	24
4.2 ANÁLISIS DE LOSAS MACIZAS.....	25
4.3 ANÁLISIS DE VIGAS CHATAS.....	26
4.4 ANÁLISIS DE ESCALERAS	26
CAPÍTULO 5: ANÁLISIS SÍSMICO	28
5.1 PARÁMETROS SÍSMICOS	28
5.2 MODELO DE LA EDIFICACIÓN.....	32
5.2.1 Irregularidades presentes en la Estructura	33

5.3 ANÁLISIS DE MODOS DE VIBRACIÓN.....	35
5.4 ANÁLISIS ESTÁTICO DE LA ESTRUCTURA	36
5.4.1 Distribución de fuerzas sísmicas por nivel	37
5.4.2 Resultados del análisis estático	37
5.5 ANÁLISIS DINÁMICO DE LA ESTRUCTURA	38
5.5.1 Resultados del análisis dinámico	39
5.6 CORTANTE DE DISEÑO	41
5.7 JUNTA SÍSMICA	42
CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LOSAS Y VIGAS	44
6.1 LOSAS ALIGERADAS UNIDIRECCIONALES.....	44
6.1.1 Diseño por flexión	44
6.1.2 Diseño por fuerza cortante.....	46
6.1.3 Deflexiones y fisuración	47
6.2 LOSAS MACIZAS.....	48
6.2.1 Diseño por flexión.....	49
6.2.2 Verificación por fuerza cortante	50
6.2.3 Verificación de espesor por transferencia de fuerzas cortantes	51
6.3 VIGAS PERALTADAS	52
6.3.1 Diseño por flexión.....	52
6.3.2 Diseño por fuerza cortante.....	56
6.3.3 Deflexiones y fisuración.....	59
6.4 VIGAS CHATAS	59
6.4.1 Diseño por flexión.....	59
6.4.2 Diseño por fuerza cortante.....	61
6.4.3 Deflexiones y fisuración.....	62
CAPÍTULO 7: DISEÑO DE COLUMNAS	63
7.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN	63
7.2 DISEÑO POR FUERZA CORTANTE	66
CAPÍTULO 8: DISEÑO DE PLACAS	70
8.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN	70
8.2 DISEÑO POR FUERZA CORTANTE	73
CAPÍTULO 9: DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	76
9.1 ZAPATA AISLADA.....	77
9.1.1 Dimensionamiento	77
9.1.2 Verificación por punzonamiento	78
9.1.3 Diseño por fuerza cortante	79
9.1.4 Diseño por flexión	80

9.2	ZAPATA CONECTADA	81
9.3	VIGA DE CIMENTACIÓN	83
9.3.1	Diseño por flexión	84
9.3.2	Diseño por fuerza cortante	85
CAPÍTULO 10: DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS		86
10.1	ESCALERAS.....	86
10.1.1	Diseño de la escalera.....	86
10.2	CISTERNA	87
10.2.1	Diseño de la losa del techo de la cisterna	87
10.2.2	Diseño de las paredes de la cisterna.....	89
10.2.3	Diseño de la losa del piso de la cisterna	90
10.3	TANQUE ELEVADO.....	91
10.3.1	Diseño de la losa del techo del tanque elevado.....	91
10.3.2	Diseño de las paredes del tanque elevado.....	92
10.3.3	Diseño de la losa de piso del tanque elevado	93
CAPÍTULO 11: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES		95
BIBLIOGRAFÍA		97

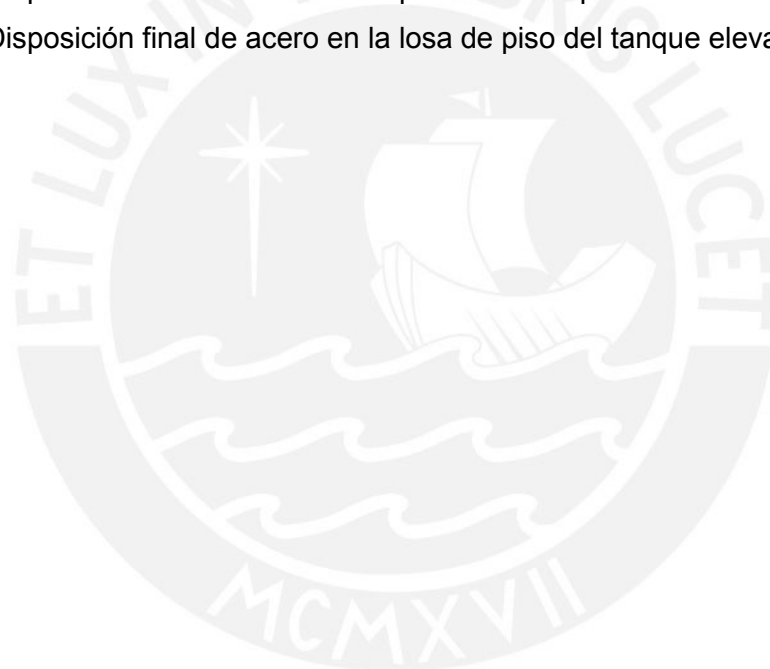


LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Plano de arquitectura del 1er nivel	3
Figura 1.2 Plano de arquitectura del 2do nivel	4
Figura 1.3 Plano de arquitectura del piso típico	5
Figura 2.1 Dimensiones de la escalera	10
Figura 2.2 Estructuración del piso típico (3er al 6to piso).....	12
Figura 3.1 Ubicación de la vigueta del ejemplo	14
Figura 3.2 Diagrama de carga muerta en la vigueta del ejemplo	14
Figura 3.3 Diagrama de carga viva en la vigueta del ejemplo	14
Figura 3.4 Ubicación de la losa maciza del ejemplo	15
Figura 3.5 Diagrama de carga muerta de la viga peraltada VT-02	16
Figura 3.6 Diagrama de carga viva de la viga peraltada VT-02.....	16
Figura 3.7 Diagrama de carga muerta de la viga chata VCH-01	17
Figura 3.8 Diagrama de carga viva de la viga chata VCH-01	17
Figura 3.9 Área tributaria de la columna del ejemplo C-02.....	18
Figura 3.10 Tramo 2 de la escalera 01	21
Figura 3.11 Diagrama de carga muerta en el tramo 2 de la escalera 01	22
Figura 3.12 Diagrama de carga viva en el tramo 2 de la escalera 01.....	22
Figura 4.1 Cargas últimas de la losa aligerada del ejemplo	24
Figura 4.2 Diagrama de fuerzas cortantes en la losa aligerada a “d” de la cara	24
Figura 4.3 Diagrama de momentos flectores en la losa aligerada	24
Figura 4.4 Tabla de Kalmanok usada para el caso de la losa maciza del ejemplo	25
Figura 4.5 Cargas últimas en la viga chata VCH-01.....	26
Figura 4.6 Diagrama de fuerzas cortantes en la viga chata VCH-01	26
Figura 4.7 Diagrama de momentos flectores en la viga chata VCH-01	26
Figura 4.8 Cargas últimas en el tramo 2 de la escalera 01	27
Figura 4.9 Diagrama de fuerzas cortantes en el tramo 2 de la escalera 01.....	27
Figura 4.10 Diagrama de momentos flectores en el tramo 2 de la escalera 01	27
Figura 5.1 Zonificación de aceleraciones propuestas por la Norma E.030	29
Figura 5.2 Modelo del edificio en el programa ETABS	33
Figura 5.3 Espectro de diseño propuesto por la Norma E030	39
Figura 6.1 Sección típica de aligerado	44
Figura 6.2 Diagrama de momentos flectores bajo cargas últimas en vigueta.....	44
Figura 6.3 Longitudes de ensanche requeridas por flexión	45
Figura 6.4 Longitudes de ensanche requeridas por fuerza cortante.....	46

Figura 6.5 Disposición de acero en la losa aligerada del ejemplo	47
Figura 6.6 Secciones agrietadas utilizadas en el cálculo de Inercia Efectiva	47
Figura 6.7 Disposición de acero en la losa maciza del ejemplo	51
Figura 6.8 Refuerzo preliminar colocado en la losa maciza del ejemplo	51
Figura 6.9 Disposición final del refuerzo en la losa maciza del ejemplo	52
Figura 6.10 Ubicación en planta de la viga VT-02 del ejemplo.....	53
Figura 6.11 Diagrama de momentos flectores por carga muerta en viga VT-02.....	53
Figura 6.12 Diagrama de momentos flectores por carga viva en viga VT-02	54
Figura 6.13 Diagrama de momentos flectores por sismo en X-X en viga VT-02.....	54
Figura 6.14 Acero corrido y de refuerzo colocado en la viga VT-02	55
Figura 6.15 Diagrama envolvente de momentos flectores	55
Figura 6.16 Longitudes teóricas de corte de acero	56
Figura 6.17 Diagrama de fuerzas cortantes por sismo X-X en viga VT-02	57
Figura 6.18 Elevación del primer tramo de la viga VT-02.....	58
Figura 6.19 Elevación del segundo tramo de la viga VT-02	58
Figura 6.20 Longitudes teóricas de corte de acero en viga chata VCH-01	60
Figura 6.21 Coeficientes sugeridos para el corte de acero según la luz libre	60
Figura 6.22 Cortes finales de acero dispuestos	60
Figura 6.23 Diagrama de fuerzas cortantes a “d” de las caras	61
Figura 6.24 Disposición final de acero en la viga chata VCH-01	61
Figura 6.25 Corte de detalle para la colocación de acero en viga chata VCH-01	62
Figura 7.1 Ubicación en planta de la columna C-02.....	65
Figura 7.2 Diagrama de interacción de la columna C-02.....	66
Figura 7.3 Disposición del acero longitudinal en la columna C-02.....	66
Figura 7.4 Distribución final de estribos en la columna C-02.....	69
Figura 7.5 Disposición final en planta del acero en la columna C-02	69
Figura 8.1 Condiciones de confinamiento para elementos de borde en muros	71
Figura 8.2 Ubicación en planta de la placa PL-06	72
Figura 8.3 Disposición preliminar del refuerzo en los núcleos de la placa PL-06	72
Figura 8.4 Diagrama de interacción de la placa PL-06	73
Figura 8.5 Disposición final del refuerzo en la placa PL-06	75
Figura 9.1 Ubicación en planta de la columna C-02.....	76
Figura 9.2 Dimensiones teóricas de la zapata aislada	77
Figura 9.3 Area teórica de punzonamiento en la zapata aislada	78
Figura 9.4 Zona teórica de verificación por fuerza cortante de la zapata aislada	79
Figura 9.5 Disposición final de acero en la zapata aislada	81
Figura 9.6 Longitudes de volado para cimiento corrido	82

Figura 9.7 Ubicación en planta de placas PL-01 a 05 y viga de cimentación VC-03 ..	83
Figura 9.8 Idealización para análisis de cargas en la viga de cimentación VC-03.....	84
Figura 9.9 Cargas actuantes sobre la viga de cimentación VC-03	84
Figura 9.10 Diagrama de momentos flectores en viga de cimentación VC-03	84
Figura 9.11 Diagrama de fuerzas cortantes en viga de cimentación VC-03	85
Figura 9.12 Vista en elevación de la viga de cimentación VC-03	85
Figura 10.1 Dimensiones de la escalera	86
Figura 10.2 Disposición final del acero en el segundo tramo de la escalera 01.....	87
Figura 10.3 Disposición final de acero en la losa de techo de la cisterna	88
Figura 10.4 Disposición final de acero en la pared de la cisterna.....	89
Figura 10.5 Disposición final de acero en la losa de piso de la cisterna	90
Figura 10.6 Disposición final de acero en la losa de techo del tanque elevado	92
Figura 10.7 Disposición final de acero en la pared del tanque elevado	93
Figura 10.8 Disposición final de acero en la losa de piso del tanque elevado	94



LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 Peraltes de losa recomendados según luces	8
Tabla 2.2 Predimensionamiento de columnas.....	9
Tabla 3.1 Metrado de cargas en la columna C-02.....	18
Tabla 3.2 Metrado de cargas en la placa PL-06.....	19
Tabla 5.1 Derivas máximas según la Norma E030	28
Tabla 5.2 Factor de suelo según Norma E030	30
Tabla 5.3 Periodos T_I y T_p según Norma E030.....	30
Tabla 5.4 Factores de reducción propuestos por la Norma E030	31
Tabla 5.5 Irregularidades estructurales en altura	31
Tabla 5.6 Irregularidades estructurales en planta	31
Tabla 5.7 Propiedades de los materiales de la estructura.....	32
Tabla 5.8 Masas y pesos por nivel.....	33
Tabla 5.9 Verificación de irregularidad de masa	33
Tabla 5.10 Verificación de irregularidad geométrica vertical	34
Tabla 5.11 Masas participativas y periodos fundamentales de vibración	35
Tabla 5.12 Fuerzas sísmicas en cada nivel de la estructura	37
Tabla 5.13 Fuerzas cortantes en la base del primer piso de cada placa	38
Tabla 5.14 Derivas máximas de entrepiso en la dirección X-X.....	39
Tabla 5.15 Derivas máximas de entrepiso en la dirección Y-Y.....	39
Tabla 5.16 Verificación de irregularidad torsional en la dirección X-X	40
Tabla 5.17 Verificación de irregularidad torsional en la dirección Y-Y	40
Tabla 5.18 Desplazamientos en los extremos del edificio para la dirección X-X	41
Tabla 5.19 Desplazamientos en los extremos del edificio para la dirección Y-Y	41
Tabla 5.20 Parámetros para determinar la fuerza cortante estática	42
Tabla 5.21 Factores de escala para la fuerza cortante basal	42
Tabla 5.22 Cálculo de la junta sísmica.....	43
Tabla 6.1 Resumen para cálculo de acero en la viga.....	45
Tabla 6.2 Fuerzas cortantes en la viga a “d” de la cara.....	46
Tabla 6.3 Resultados del diseño por flexión en la losa maciza	49
Tabla 6.4 Determinación del acero en la losa maciza	50
Tabla 6.5 Resumen para cálculo de acero en viga VT-02.....	54
Tabla 6.6 Datos para el cálculo de fuerza cortante mínima según la Norma E60.....	57
Tabla 6.7 Resumen para el cálculo de acero en la viga chata VCH-01	59
Tabla 7.1 Combinaciones de cargas en la columna C-02	65

Tabla 8.1 Combinaciones de cargas en la placa PL-06	72
Tabla 9.1 Cargas y momentos actuantes en la base de la columna C-02	77
Tabla 9.2 Fuerzas axiales actuantes en la base de las placas PL-01,02,03.....	81
Tabla 10.1 Resultados del diseño por flexión de la losa de techo de la cisterna	88
Tabla 10.2 Resumen del cálculo de acero en la losa de techo de la cisterna.....	88
Tabla 10.3 Resultados del diseño por flexión de la losa de piso de la cisterna	90
Tabla 10.4 Resultados del diseño por flexión de la losa de techo del tanque elevado	91
Tabla 10.5 Resumen del cálculo de acero en la losa de techo del tanque elevado	92
Tabla 10.6 Resultados del diseño por flexión de la losa del piso del tanque elevado..	93



CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo General

El presente proyecto tiene como objetivo principal el análisis y diseño de los elementos estructurales de una edificación destinada a hotelería, ubicada en el distrito de Miraflores, de modo que cumpla con los estándares y requisitos propuestos por el Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.1.2 Objetivos Específicos

Los objetivos específicos del presente trabajo son los siguientes:

- Aplicación de la Norma Sismorresistente E.030 en el diseño del proyecto.
- Ejercicio de los conocimientos de análisis y diseño estructural adquiridos a lo largo de la carrera.
- Análisis de la edificación ante cargas de gravedad y efectos sísmicos.
- Estudio y evaluación de los efectos de la irregularidad presentada en la edificación.

1.2 MARCO TEÓRICO

El diseño de estructuras es una rama de gran importancia en la Ingeniería Civil. Es la fase previa a la construcción del proyecto y antecede a la materialización de la idea concebida en planos de arquitectura.

Tras haber definido el diseño arquitectónico, el ingeniero civil examina la factibilidad de posicionar los elementos resistentes proporcionándole las características necesarias de seguridad y resistencia, procurando no afectar los ambientes previamente posicionados.

Debido al alto peligro sísmico en la costa del Perú, los edificios deben tomar en cuenta esta amenaza para que presenten un buen nivel de desempeño ante movimientos telúricos. Esto se logra a través de la aplicación de los criterios dados por las distintas normas relativas al diseño sismorresistente.

Adicionalmente, el modelaje de las estructuras en programas de computación otorga resultados adecuados ante las solicitudes actuantes sobre el edificio.

Finalmente, la capital del país es una ciudad con una gran demanda turística que se debe satisfacer. Por ello, se busca fortalecer la infraestructura hotelera, que depende indispensablemente del servicio brindado, y que a su vez cumpla satisfactoriamente con la función de atender al público con comodidad y seguridad.

1.3 ARQUITECTURA

La edificación en estudio consiste en un hotel de siete pisos, ubicado en el distrito de Miraflores, provincia de Lima. Todas las plantas cuentan con una altura de entrepiso de 3.00 m, excepto el primer piso que cuenta con 4.00 m. Debajo del primer nivel se encuentra una cisterna, cuyo uso será para agua potable y agua contraincendios. El primer nivel cuenta con los siguientes ambientes: lobby, recepción, conserjería, cocina y comedor, cuarto de bombas, mientras que el segundo piso estará constituido por ocho habitaciones y oficinas de administración. A partir del tercer nivel hasta el último se cuenta con un área típica de 440 m² y once habitaciones en cada uno. La entrada al hotel se puede realizar de dos maneras: los huéspedes ingresan por la entrada principal que se conecta con la recepción y los empleados, por la parte posterior. Los estacionamientos para el hotel están ubicados en un edificio contiguo al presentado y no serán parte del análisis. Las figuras 1.1 a 1.3 muestran las plantas del edificio.

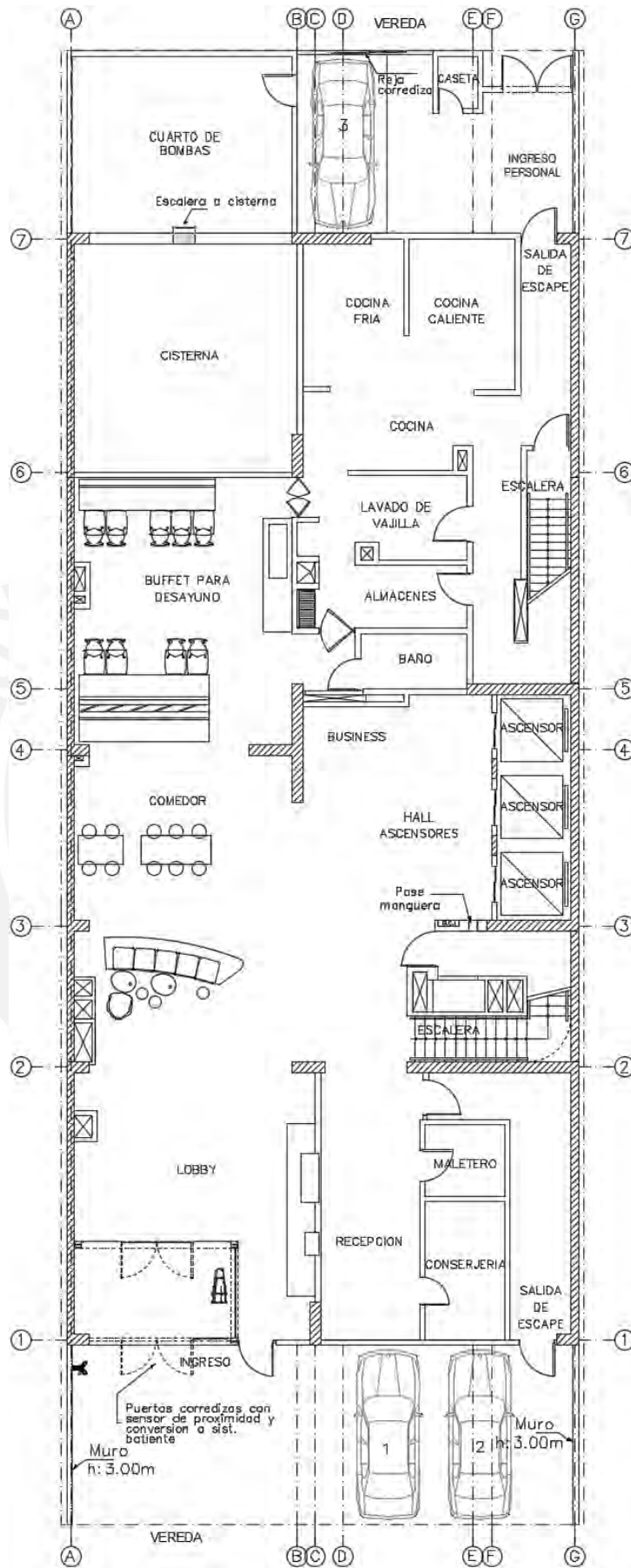


Figura 1.1 Plano de arquitectura del 1er nivel.

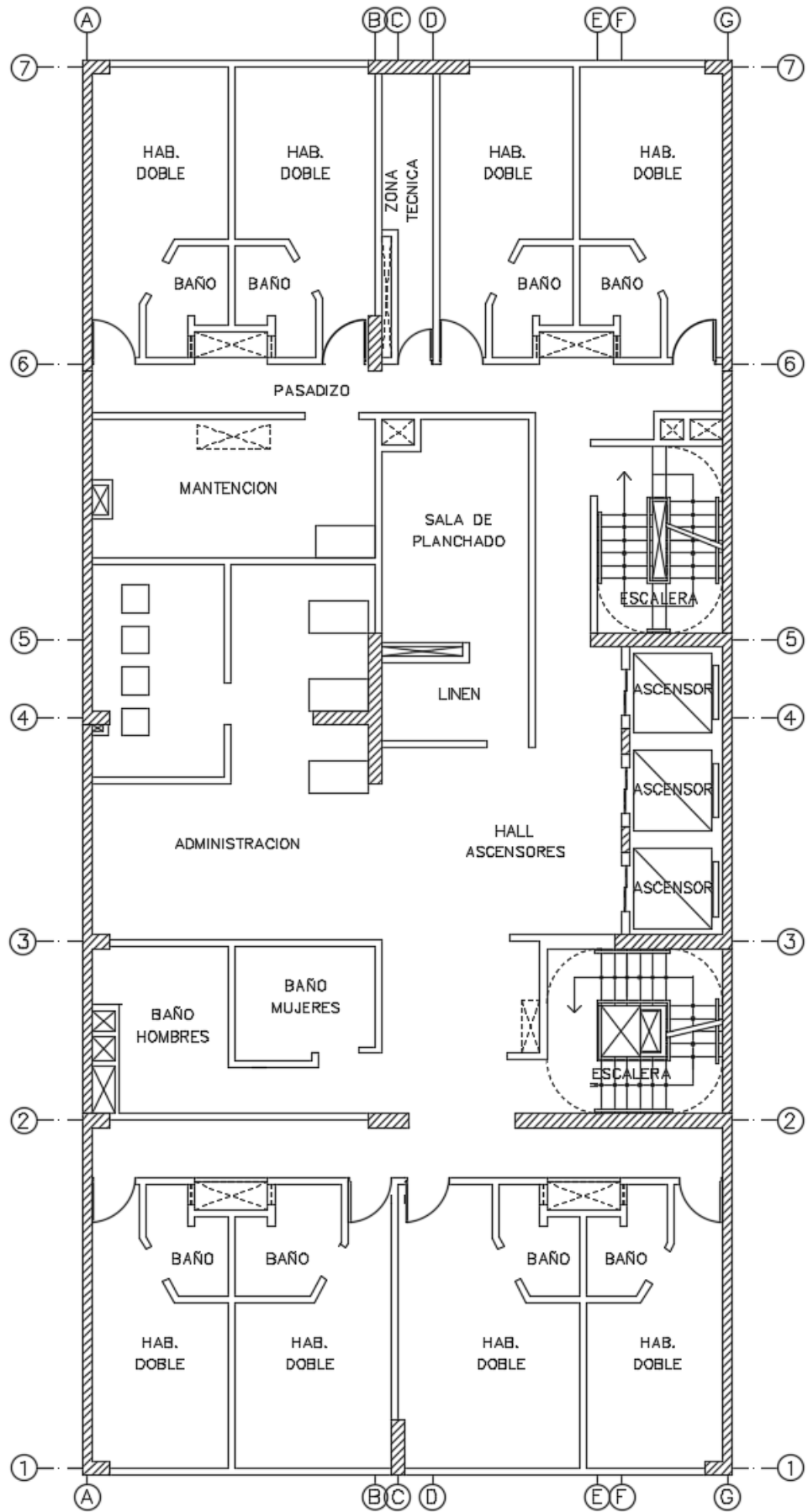


Figura 1.2 Plano de arquitectura del 2do nivel.

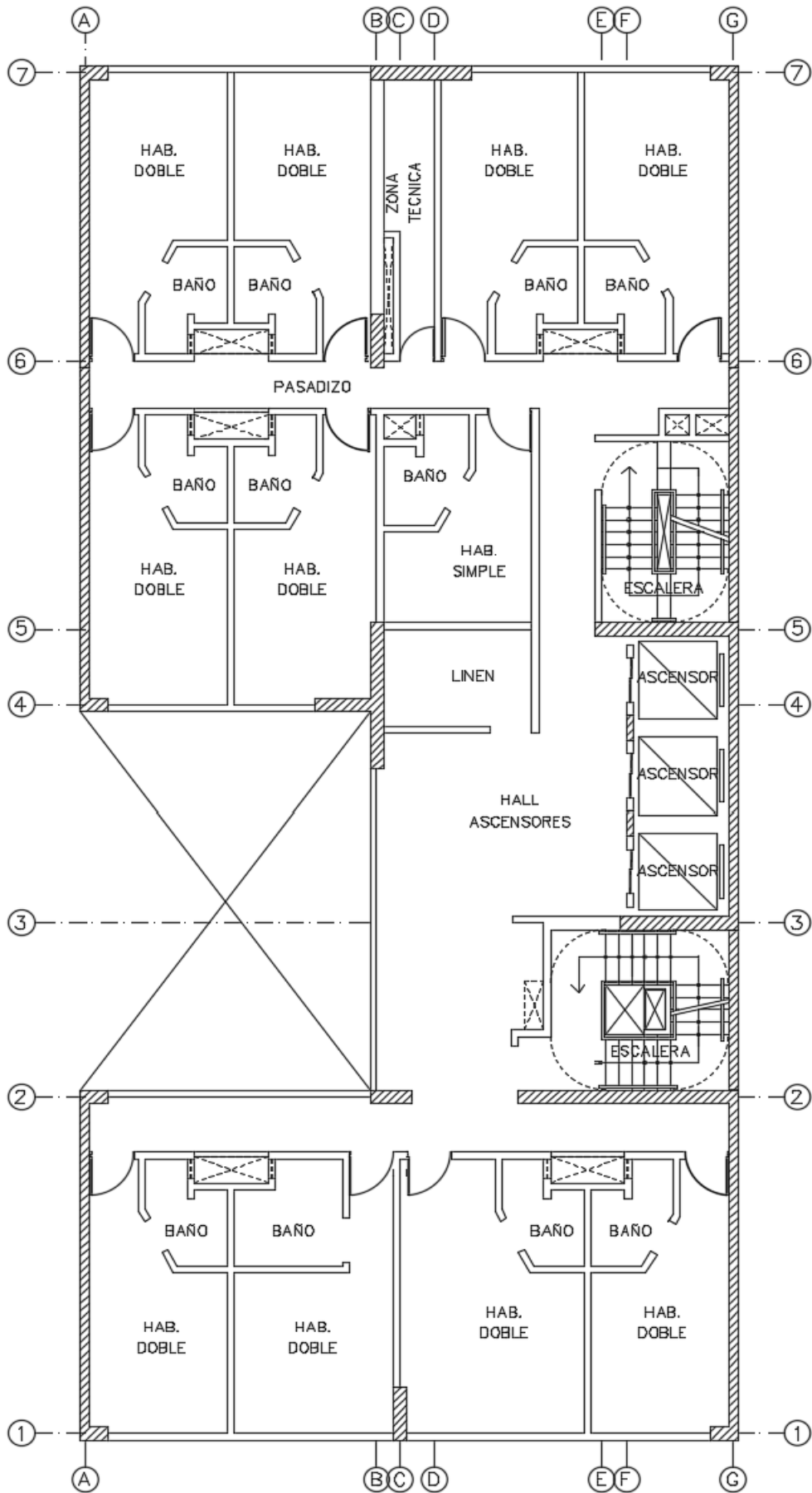


Figura 1.3 Plano de arquitectura del piso típico.

1.4 ESTRUCTURACIÓN

La estructuración de la edificación juega un papel importante en el diseño del proyecto pues hace posible el levantamiento y soporte del edificio ante cargas de gravedad y sísmicas. Se adoptaron los siguientes criterios:

- Simetría: Se procura en lo posible tener simetría estructural en ambos ejes (X e Y) para proporcionar a la estructura un movimiento uniforme y evitar problemas de torsión.
- Continuidad: Es conveniente la uniformidad de la geometría en planta y en altura. Es decir, evitar en lo posible hacer reducciones de área de plantas. Para este caso, por criterio de retiro de área techada e iluminación por arquitectura se sufre una variación en planta a partir del tercer piso (área libre = 30% área del terreno).
- Resistencia: Proporcionar la resistencia de cada elemento y del conjunto ante cargas gravitatorias y de sismo.
- Desplazamientos: Diseñar la estructura con la rigidez adecuada para limitar sus desplazamientos laterales y tener derivas menores a la deriva máxima por piso según Norma (7‰). Además, se debe proveer dimensiones adecuadas a los elementos para controlar las deflexiones por cargas gravitatorias.

La reducción en planta ocasiona que el Centro de Rigidez y el Centro de Gravedad no coincidan, lo cual hace que se genere torsión ante movimientos sísmicos horizontales.

El sistema estructural que se ha utilizado para proporcionar rigidez lateral es la de pórticos y muros de corte, siendo estos últimos los encargados de absorber la mayor parte de la fuerza cortante. Se han dispuesto muros perimetrales de 20 cm de espesor en ambas direcciones procurando respetar la distribución de arquitectura predispuesta, mientras que los muros interiores presentan un espesor de 30 cm para que exista uniformidad con el ancho de las vigas. Los muros perimetrales en toda la dirección Y-Y se llevan casi toda la cortante en esta dirección. Para la dirección X-X se repartieron placas de 30 cm a lo largo del área para que sean capaces de soportar la fuerza cortante solicitada sin alterar la arquitectura del nivel.

La tabiquería para las divisiones de habitaciones y ambientes será de 15 cm de espesor.

Para las losas, se han utilizado aligeradas en su mayoría, y macizas de 25 cm en zonas cercanas a escaleras y ducto de ascensor para asegurar la continuidad del diafragma rígido de cada piso. Solo se usaron losas de 20 cm para el techo del cuarto de máquinas y el piso del tanque elevado, y una losa de 15 cm para el techo del tanque elevado por la disminución de carga para cada caso.



CAPÍTULO 2: PREDIMENSIONAMIENTO

2.1 LOSAS ALIGERADAS UNIDIRECCIONALES

En el presente caso, la luz libre más grande presentada en todos los niveles es de 6.95 m y está ubicada entre los ejes 1-2 y C-G, pero en general predominan luces menores o iguales a 6.00 m en los paños, así que se utilizará un peralte de 25 cm, según recomendaciones del libro del Ing. Blanco (tabla 2.1). Con respecto a las deflexiones, estas se van a verificar en el capítulo 6.

Tabla 2.1 Peraltes de losa recomendados según luces.

Peralte de losa recomendada	Luces comprendidas de los paños
h = 17 cm.	Luces menores a 4 m.
h = 20 cm.	Luces entre 4 y 5.5 m.
h = 25 cm.	Luces entre 5 y 6.5 m.
h = 30 cm.	Luces entre 6 y 7.5 m.

2.2 LOSAS MACIZAS

En el presente edificio no existe gran presencia de losas macizas, pues en general está conformado por losas aligeradas. La losa maciza con mayores dimensiones se ubica entre los ejes 3-5 y B-F en los ascensores con una luces de 5.10 y 6.30 m, y un perímetro de 22.80 m. Para la determinación del peralte (h) de las losas se siguen los siguientes criterios sugeridos en el libro del Ing. Blanco (referencia 1).

$$h = \text{luz libre}/40 \rightarrow h = 630/40 \approx 20 \text{ cm}$$

$$h = \text{perímetro}/180 \rightarrow h = 3280/180 = 12.67 \text{ cm}$$

De los cálculos, el peralte de la losa analizada sería de 20 cm para el caso más desfavorable. Los paños restantes presentan una configuración rectangular con dimensiones que varían entre 4.00 o 5.00 m. Para estos paños, el peralte de la losa resulta aproximadamente de 20 cm al igual que el paño analizado, pero se utilizará un peralte de 25 cm para uniformizar el comportamiento del diafragma rígido y mejorar la transmisión de fuerzas cortantes y momentos de un lado al otro de la planta, a partir de la reducción de área en el tercer piso.

2.3 VIGAS

En la planta de la edificación se cuenta con luces libres importantes entre 6.00 y 7.00 m aproximadamente, por lo que al considerar peraltes de 1/10 o 1/12 de la luz libre, surgen vigas de 60 a 65 cm de peralte en su mayoría; por ello, para

uniformizar el diseño se consideran 60 cm de peralte. Las vigas con luces de 7 m son de borde, por lo que la carga de sus únicos paños será menor y, por lo tanto, se puede mantener el peralte a 60 cm. Finalmente, en vigas con luces menores a 6.50 m se usaron peraltes de 50 cm con un ancho entre 20 y 30 cm, y para el resto de vigas se usaron anchos de 30 cm por uniformidad.

2.4 COLUMNAS

Las columnas son elementos que reciben solicitaciones de flexión y carga axial debido al peso de las losas, vigas y demás elementos que soportan en todos los niveles de piso. Además, estas deben ser capaces de presentar un buen comportamiento frente a movimientos sísmicos. En el presente caso, la gran presencia de muros permite que las columnas soporten mínimas cargas de sismo, pues los muros aportan rigidez y resistencia lateral a todo el edificio. Por esta razón, solo se considerará el aporte de la carga axial para determinar las dimensiones de las columnas. Para el dimensionamiento se empleará el siguiente criterio:

$$\text{Area de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 f'c}$$

Donde:

- P (servicio) = Carga de servicio, se calcula mediante la multiplicación de las siguientes variables: (Área tributaria) x (Número de pisos) x (Carga de servicio)
- f'c = Resistencia del concreto a la compresión (210 kg/cm²)

La carga unitaria asumida será de 1 Ton/m².

En la tabla 2.2 se muestra el área tributaria, la carga asumida, la carga de servicio, el área solicitada y el área seleccionada para las columnas C-01, C-02 y C-03.

Tabla 2.2 Predimensionamiento de columnas.

Columna	Área tributaria (m ²)	Carga asumida (Ton/m ²)	Carga de servicio (Ton)	Área solicitada (cm ²)	Área seleccionada (cm ²)
C-01	29.30	1.0	205.1	2170	30 x 80 = 2400
C-02	34.70	1.0	242.9	2570	30 x 90 = 2700
C-03	47.40	1.0	331.8	3511	30 x 120 = 3600

2.5 PLACAS

Los muros de corte son los encargados de recibir la mayor parte de fuerzas cortantes producidas por efectos laterales (sísmicos) y restringir los desplazamientos de la estructura.

Es complicado realizar un predimensionamiento de estos elementos, de modo que se ha buscado utilizar las longitudes de muros que nos permite la arquitectura, para evitar que se realicen cambios en los ambientes. Por ello, se han empleado placas perimetrales en el sentido Y-Y. De la misma forma, se considerarán placas de 20 y 30 cm de espesor, en la dirección X-X, para que formen pórticos con las vigas. Los espesores mencionados se verificarán más adelante.

2.6 ESCALERAS

Las escaleras son elementos que conectan niveles adyacentes en una estructura y permiten la circulación de las personas. De acuerdo al artículo 29 del Reglamento Nacional de Edificaciones, se debe cumplir que la suma de 2 contrapasos + 1 paso debe encontrarse entre 0.60 y 0.64 m, con un mínimo de 0.25 m para el paso y un máximo de 0.18 m para el contrapaso. Adicionalmente, las escaleras deben tener un ancho mínimo de 1.20 m. Con base a la arquitectura del edificio en estudio, se predisponen pasos de 0.28 m, contrapasos de 0.17 m y descansos de 1.20 m. Finalmente, se verifica la regla inicial (Fig. 2.1).

$$2 \text{ CP} + \text{P} = 2 \times 0.17 + 0.28 = 0.62 \text{ m (Correcto)}$$

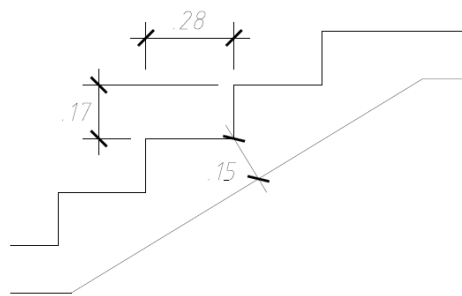


Figura 2.1 Dimensiones de la escalera.

2.7 CISTERNA Y TANQUE ELEVADO

La cisterna y el tanque elevado sirven como almacenamiento de agua para los distintos tipos de uso que los usuarios en el hotel le pueden dar. Según la norma

IS.010 para instalaciones sanitarias, la dotación para establecimientos de hospedaje se calcula en base a las habitaciones presentes y el área de los ambientes. A continuación, se muestran los resultados para las cisternas:

Agua potable:

Agua fría:

Habitaciones: 63 habitaciones * 500 litros/día 31500 litros/día

Comedor: 80 m² * 50 litros/día 4000 litros/día

Oficinas: 28 m² * 6 litros/día 168 litros/día

Agua caliente:

Habitaciones: 63 habitaciones * 150 litros/día 9450 litros/día

Comedor: 80 m² * 15 litros/día 1200 litros/día

Áreas comunes: 500 litros/día 500 litros/día

Agua contra incendio:

Agua mínima para combatir incendios 25000 litros/día

Dotación total: 71818 litros/día

71.82 m³/día

Como se tiene una combinación de cisterna, tanque elevado y bombas de elevación, el primer elemento no debe presentar una dotación menor a $\frac{3}{4}$ de la dotación diaria calculada y el tanque elevado no debe presentar una dotación menor a la tercera parte de la calculada. Por ello, la cisterna debe tener una capacidad de $71.82 \text{ m}^3 \times (\frac{3}{4}) = 54 \text{ m}^3$ y el tanque elevado, $71.82 \times (1/3) = 24 \text{ m}^3$. Estos volúmenes calculados formarán parte de las dimensiones de dichos elementos y se tomará en cuenta la altura de rebose. La cisterna se ubicará debajo del primer piso y el área de esta se puede obtener usando la arquitectura. De este modo, la cisterna tiene un área en planta de 38.60 m², comprendida entre los ejes 6-7 y A-B. Por otro lado, el tanque elevado se ubicará encima del techo de la azotea y tendrá un área en planta de 13.54 m². Al dividir los volúmenes entre las áreas se obtiene la altura de la cisterna y el tanque elevado, y a este valor se le suma 40 cm de altura de rebose para la cisterna y 50 cm para el tanque. Finalmente se obtiene una altura de 1.80 m para la cisterna y 2.00 m para el tanque elevado. Adicionalmente, se considerará un espesor de muro de 20 cm y un espesor de 20 cm para la tapa y el fondo.

En la figura 2.2 se muestra la estructuración del piso típico del proyecto.

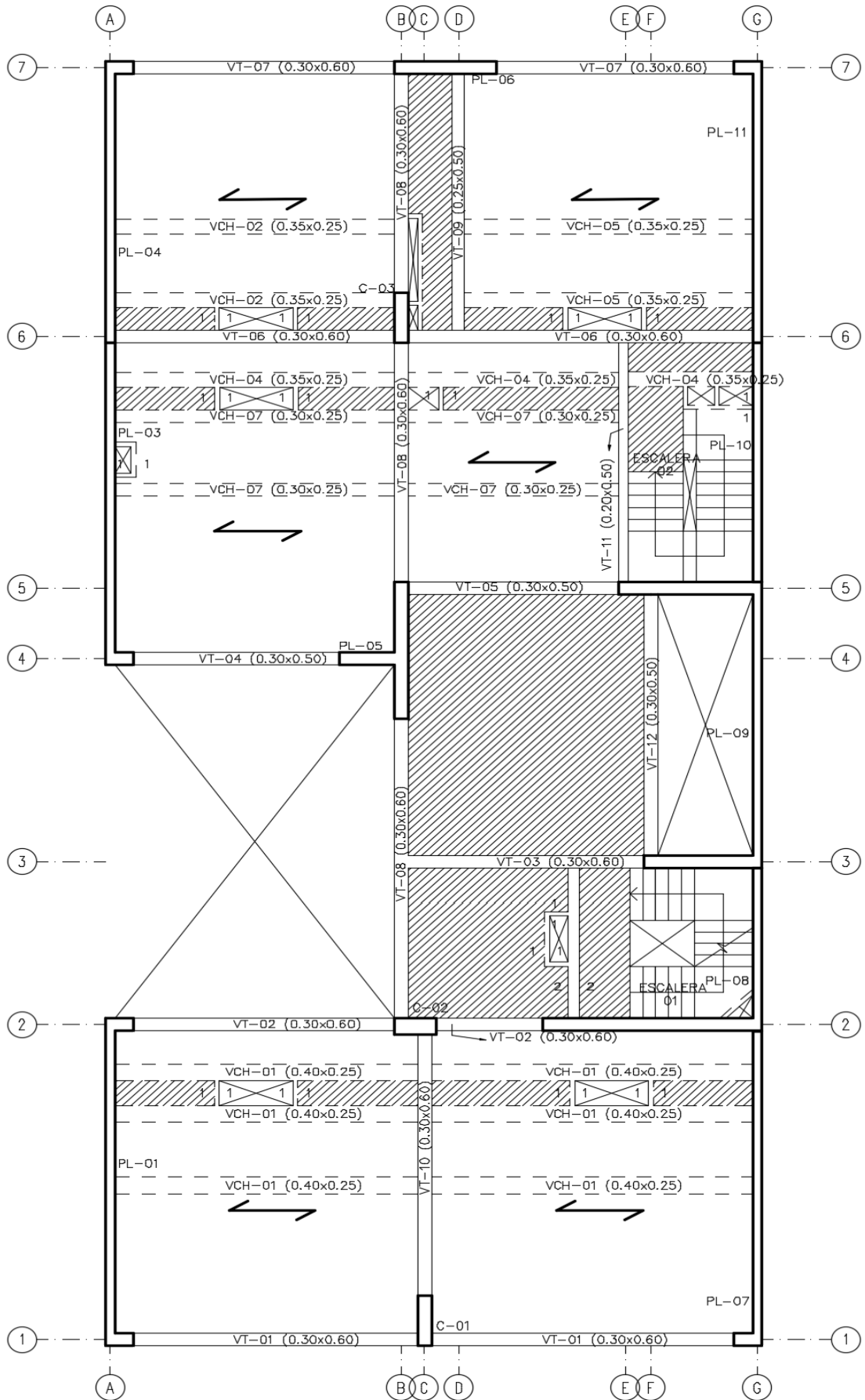


Figura 2.2 Estructuración del piso típico (3er al 6to piso).

CAPÍTULO 3: METRADO DE CARGAS

El metrado de cargas consiste en determinar las cargas actuantes en todos los elementos presentes en la estructura y estas cargas se dividen en muertas y vivas. Las cargas muertas están referidas al peso de los materiales, tabiques y elementos que se mantienen permanentes a lo largo de la vida útil de la edificación, mientras que las cargas vivas (o sobrecargas) son pesos variables que se movilizan alrededor de los ambientes del edificio, tales como los ocupantes, muebles y equipos. La norma E.020 brinda el valor de la sobrecarga para los ambientes de una estructura según el uso que esta presenta. A continuación, se muestra los pesos unitarios de los materiales a utilizar y el peso por unidad de área de las cargas actuantes:

Pesos Unitarios:

Concreto armado	2400 kg/m ³
Albañilería (maciza)	1800 kg/m ³
Agua	1000 kg/m ³

Pesos por unidad de área de carga muerta:

Aligerado (h = 25 cm)	350 kg/m ²
Losa maciza (h = 25 cm)	600 kg/m ²
Piso terminado (e = 5 cm)	100 kg/m ²

Pesos por unidad de área de carga viva:

Cuartos	200 kg/m ²
Corredores y escaleras	400 kg/m ²
Aire acondicionado	200 kg/m ²
Azotea	100 kg/m ²

3.1 LOSAS ALIGERADAS UNIDIRECCIONALES

El metrado de estos elementos se realiza al analizar una vigueta en forma T, considerando una franja tributaria de 40 cm de ancho y un peralte de 25 cm, definido en el capítulo anterior. Con estas dimensiones se procede a determinar las cargas actuantes muerta y viva sobre la vigueta a lo largo del paño. Como ejemplo, se va a realizar el metrado de la losa aligerada ubicada entre los ejes 1-2 y A-G del piso típico (Fig. 3.1):

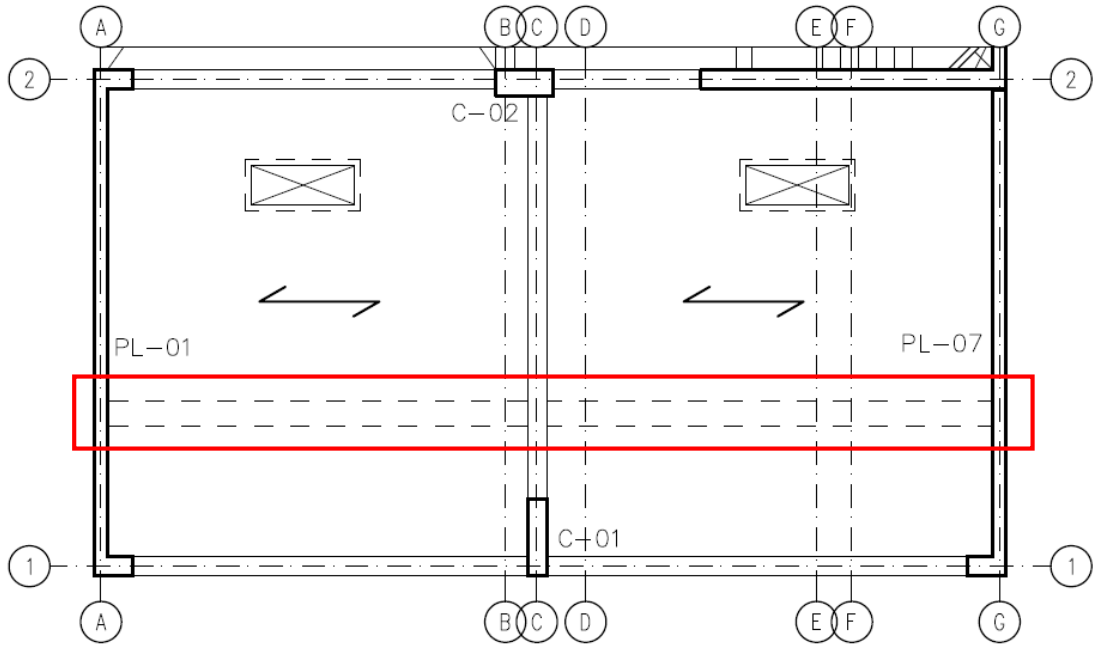


Figura 3.1. Ubicación de la viga del ejemplo.

Carga muerta (CM):

- Peso Propio = $350 \times 0.40 = 140 \text{ kg/m}$
- Piso Terminado = $100 \times 0.40 = 40 \text{ kg/m}$
- Tabiquería = $1800 \times 2.75 \times 0.15 \times 0.40 = 297 \text{ kg}$

Carga viva (CV):

- Sobrecarga = $200 \times 0.40 = 80 \text{ kg/m}$

Carga última (Wu):

$$W_u = 1.4 \times CM + 1.7 \times CV = 1.4 \times (140+40) + 1.7 \times (80) = 388 \text{ kg/m}$$

$$P_u = 1.4 \times CM = 1.4 \times (297) = 416 \text{ kg}$$

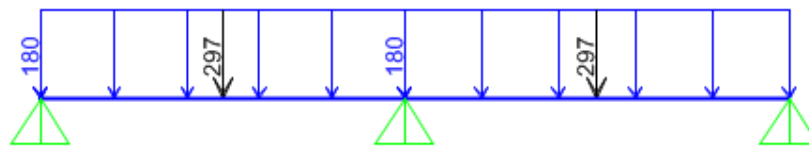


Figura 3.2 Diagrama de carga muerta en la viga del ejemplo (kg/m).

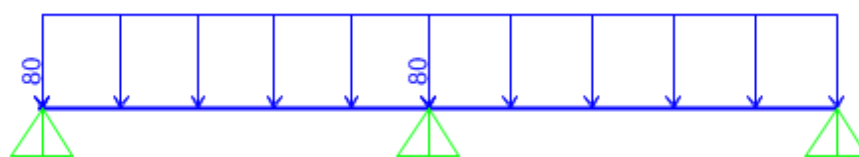


Figura 3.3 Diagrama de carga viva en la viga del ejemplo (kg/m).

3.2 LOSAS MACIZAS

El metrado de cargas de las losas macizas se desarrolla al analizar una sección rectangular con un peralte de 25 cm ya definido anteriormente que soporta cargas perpendiculares a su plano al igual que las losas aligeradas. Cabe resaltar que el metrado de la tabiquería presente en los paños se realiza al obtener el cociente entre el peso total de los tabiques y el área de la losa. Como ejemplo, se va a realizar el metrado de la losa maciza ubicada entre los ejes 3-5 y B-F del piso típico (Fig. 3.4).

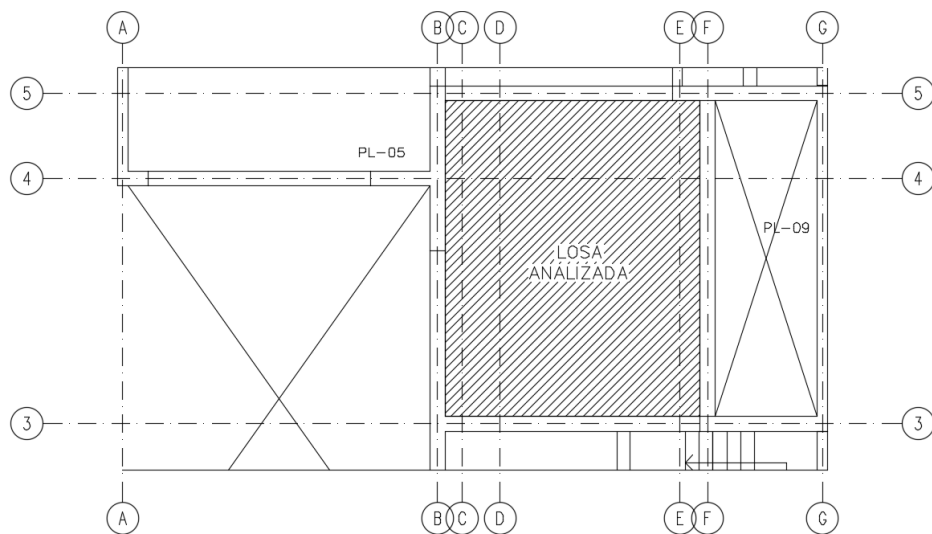


Figura 3.4 Ubicación de la losa maciza del ejemplo.

Carga muerta (CM):

$$\text{Peso Propio} = 2400 \times 0.25 = 600 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Piso Terminado} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso del tabique} = 1800 \times 2.75 \times 0.15 \times 4.5 = 3341 \text{ kg (altura tabique} = 2.75 \text{ m)}$$

$$\text{Área de la losa} = 32.13 \text{ m}^2$$

$$\text{Tabiquería} = \text{Peso del tabique} / \text{Área de la losa} = 3341 / 32.13 = 104 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva (CV):

$$\text{Corredores} = 400 \text{ kg/m}^2$$

Carga última (Wu):

$$W_u = 1.4 \times \text{CM} + 1.7 \times \text{CV} = 1.4 \times (600+100+104) + 1.7 \times (400) = 1806 \text{ kg/m}^2$$

3.3 VIGAS PERALTADAS

Este metrado de cargas considera el peso propio del elemento, el peso de la losa aligerada y/o maciza que se apoya sobre esta, la tabiquería y la sobrecarga. Después, estas cargas se transmiten a las columnas y placas. Como ejemplo, se muestra el metrado de la viga VT-02 ubicada en el eje 2:

Carga muerta (CM):

Peso Propio	= $2.40 \times 0.30 \times 0.60$	= 0.43 Ton/m	
Losa maciza	= $2.40 \times 0.25 \times 1.81$	= 1.09 Ton/m	(1er tramo)
Piso Terminado	= 0.10×1.81	= 0.18 Ton/m	(1er tramo)
Tabiquería	= $1.80 \times 2.40 \times 0.15$	= 0.65 Ton/m	(1er tramo)
Losa maciza	= $2.40 \times 0.25 \times 1.73$	= 1.04 Ton/m	(2do tramo)
Piso Terminado	= 0.10×1.73	= 0.17 Ton/m	(2do tramo)

Carga viva (CV):

Sobrecarga	= 0.20×1.81	= 0.36 Ton/m	(1er tramo)
Sobrecarga	= 0.40×1.73	= 0.69 Ton/m	(2do tramo)

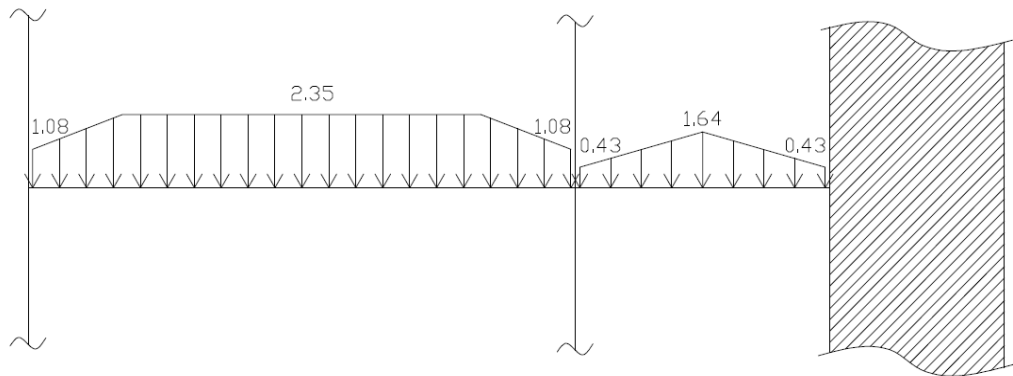


Figura 3.5 Diagrama de carga muerta de la viga peraltada VT-02 (Ton/m).

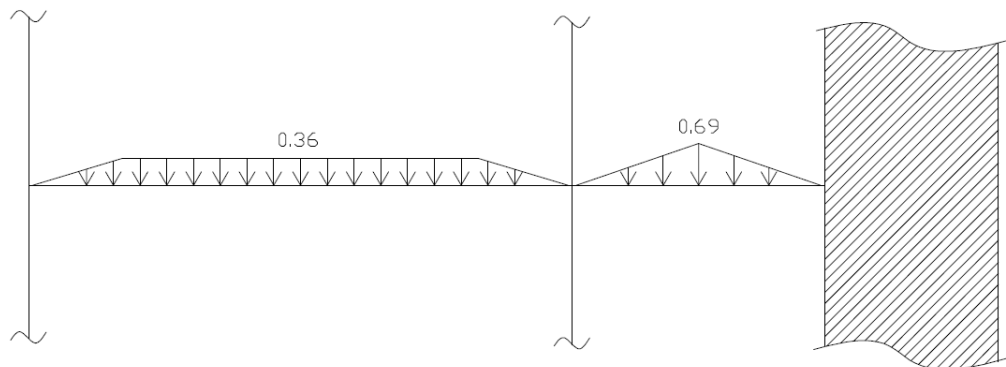


Figura 3.6 Diagrama de carga viva de la viga peraltada VT-02 (Ton/m).

3.4 VIGAS CHATAS

Estas vigas se utilizan comúnmente en edificaciones con gran presencia de tabiquería o ductos, debido a que las losas aligeradas no son capaces de soportar el peso de la tabiquería a lo largo de su longitud. Como ejemplo, se muestra el metrado de la viga chata VCH-01 de 0.40 x 0.25 m ubicada entre los ejes 1-2 y A-G del piso típico:

Carga muerta (CM):

$$\text{Peso Propio} = 2400 \times 0.40 \times 0.25 = 240 \text{ kg/m}$$

$$\text{Piso Terminado} = 100 \times 0.40 = 40 \text{ kg/m}$$

$$\text{Tabique (e=15cm)} = 1800 \times 2.75 \times 0.15 = 743 \text{ kg/m (altura tabique = 2.75 m)}$$

Carga viva (CV):

$$\text{Sobrecarga} = 200 \times 0.40 = 80 \text{ kg/m}$$

Carga última (Wu):

$$W_u = 1.4 \times \text{CM} + 1.7 \times \text{CV} = 1.4 \times (240+40+742.5) + 1.7 \times (80) = 1568 \text{ kg/m}$$

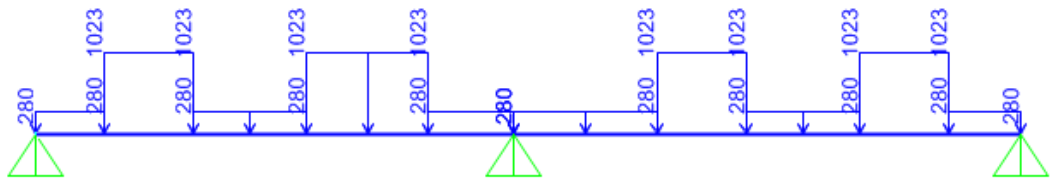


Figura 3.7 Diagrama de carga muerta de la viga chata VCH-01 (kg/m).

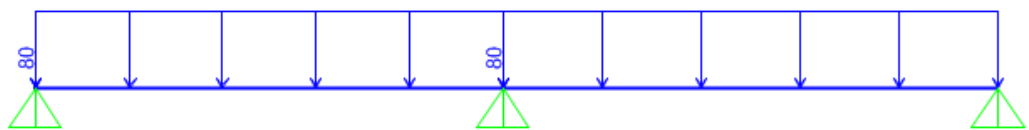


Figura 3.8 Diagrama de carga viva de la viga chata VCH-01 (kg/m).

3.5 COLUMNAS

El metrado de las columnas consiste en determinar el peso de todas las cargas que son resistidas por estas, tales como: peso de losas, vigas, piso terminado, tabiquería y sobrecarga. Para obtener la carga axial total se debe determinar el área tributaria de las columnas de modo que se conozca el aporte de cada solicitación en cada nivel del edificio. En la figura 3.9 se muestra el área tributaria de C-02:

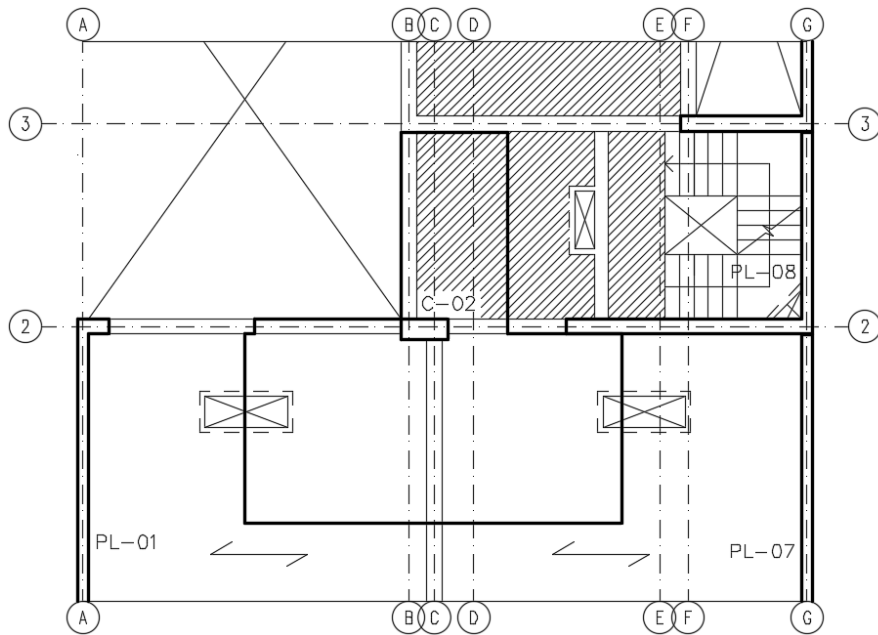


Figura 3.9 Área tributaria de la columna del ejemplo C-02.

Tabla 3.1 Metrado de cargas de cargas en la columna C-02.

Niveles	Elemento	Aporte (kg/m o kg/m ²)	Longitud o Área (m o m ²)	Peso Parcial (kg)	Peso Acumulado (kg)
Azotea	Peso Propio	1080	3.00	3240	
	Piso Terminado	100	32.54	3254	
	Aligerado	350	21.60	7560	
	Losa Maciza	600	6.34	3801	
	Viga 0.30x0.60 m	432	10.70	4622	
	Sobrecarga (azotea)	100	27.83	2783	
			CM	22477	22477
			CV	2783	2783
Piso Típico	Peso Propio	1080	3.00	3240	
	Piso Terminado	100	32.54	3254	
	Aligerado	350	21.60	7560	
	Losa Maciza	600	6.34	3801	
	Viga 0.30x0.60 m	432	10.70	4622	
	Viga Chata	180	13.48	2426	
	Tabiquería	742.5	18.91	14041	
	Sobrecarga (cuartos)	200	21.60	4320	
	Sobrecarga (corredores)	400	6.24	2496	
			CM	38944	178255
		CV	6816	30047	
Piso 2	Peso Propio	1080	3.00	3240	
	Piso Terminado	100	42.38	4238	
	Aligerado	350	21.60	7560	
	Losa Maciza	600	17.30	10380	
	Viga 0.30x0.60 m	432	10.70	4622	

Piso 2	Viga chata	180	13.48	2426	
	Tabiquería	742.5	18.91	14041	
	Sobrecarga (cuartos)	200	21.60	4320	
	Sobrecarga (corredores)	400	6.24	2496	
			CM	46507	224762
			CV	6816	36863
Piso 1	Peso Propio	1080	4.00	4320	
	Piso Terminado	100	42.38	4238	
	Aligerado	350	21.60	7560	
	Losa Maciza	600	17.30	10380	
	Viga 0.30x0.60 m	432	10.70	4622	
	Viga Chata	180	13.48	2426	
	Tabiquería	742.5	15.78	11717	
	Sobrecarga (cuartos)	200	21.60	4320	
	Sobrecarga (corredores)	400	17.19	6876	
			CM	45263	270026
			CV	11196	48059

Finalmente se obtiene que las cargas axiales en servicio son las siguientes:

$$P_m = 270.03 \text{ Ton}, P_v = 48.06 \text{ Ton}$$

3.6 PLACAS

Este metrado es similar al metrado de columnas debido a que se utiliza el mismo procedimiento en base al área tributaria del elemento vertical. Por ejemplo, se muestra el metrado de la placa PL-06 ubicada entre el eje 7.

Tabla 3.2 Metrado de cargas en la placa PL-06.

Niveles	Elemento	Aporte (kg/m o kg/m ²)	Longitud o Área (m o m ²)	Peso Parcial (kg)	Peso Acumulado (kg)
Azotea	Peso Propio	1584	3.00	4752	
	Piso Terminado	100	20.14	2014	
	Aligerado	350	16.17	5660	
	Viga 0.30x0.60 m	432	2.65	1145	
	Viga 0.30x0.50 m	360	5.40	1944	
	Viga 0.25x0.50 m	300	2.65	795	
	Sobrecarga (A/C)	200	20.14	4028	
			CM	16309	16309
			CV	4028	4028
Piso Típico	Peso Propio	1584	3.00	4752	
	Piso Terminado	100	20.14	2014	
	Aligerado	350	16.17	5660	
	Viga 0.30x0.60 m	432	2.65	1145	

Piso Típico	Viga 0.30x0.50 m	360	5.40	1944	
	Viga 0.25x0.50 m	300	2.65	795	
	Tabiquería	729	13.20	9623	
	Sobrecarga (cuartos)	200	20.14	4028	
			CM	25932	120038
			CV	4028	20140
Piso 2	Peso Propio	1584	3.00	4752	
	Piso Terminado	100	20.14	2014	
	Aligerado	350	16.17	5660	
	Viga 0.30x0.60 m	432	2.65	1145	
	Viga 0.30x0.50 m	360	5.40	1944	
	Viga 0.25x0.50 m	300	2.65	795	
	Tabiquería	729	13.20	9623	
	Sobrecarga (cuartos)	200	20.14	4028	
			CM	25932	145970
			CV	4028	24168
Piso 1	Peso Propio	1584	4.00	6336	
	Piso Terminado	100	20.14	2014	
	Aligerado	350	16.17	5660	
	Viga 0.30x0.60 m	432	2.65	1145	
	Viga 0.30x0.50 m	360	5.40	1944	
	Viga 0.25x0.50 m	300	2.65	795	
	Tabiquería	729	13.20	9623	
	Sobrecarga (cuartos)	200	20.14	4028	
			CM	27516	177871
			CV	4028	28750

Finalmente se obtiene que las cargas axiales en servicio son las siguientes:

$$P_m = 177.87 \text{ Ton}, P_v = 28.75 \text{ Ton}$$

3.7 ESCALERAS

El metrado de las escaleras consta de dos partes: la parte plana horizontal y la parte inclinada. En primer lugar, la parte horizontal está referida a los descansos que tienen un comportamiento similar al de las losas macizas con un espesor de 15 cm y ancho unitario en ambos lados. En segundo lugar, la parte inclinada donde se encuentran los pasos y contrapasos presentan una carga distribuida inclinada debido a su propio peso. La determinación de esta carga se realiza con la ayuda de la siguiente expresión que toma en cuenta las dimensiones de este

elemento:

$$w(pp) = \gamma \left(\frac{c_p}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{c_p}{p} \right)^2} \right)$$

Como ejemplo, se va a realizar el metrado del tramo 2 de la escalera 01 ubicada entre los ejes 2 y 3, donde se tiene un paso (p) de 28 cm, un contrapaso (cp) de 17 cm, una garganta (t) de 15 cm y una densidad del concreto armado de 2400 kg/m³. A continuación, se muestra el tramo a analizar:

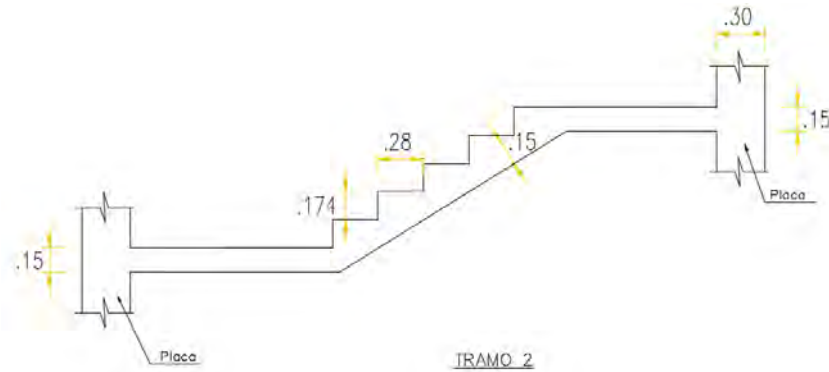


Figura 3.10 Tramo 2 de la escalera 01 (entre dos descansos)

Después de reemplazar los valores de las dimensiones de la escalera en la expresión mostrada se obtiene que w (pp) es igual a 625.16 kg/m², pero se sabe que el ancho es unitario, así que se multiplican ambos valores y se obtiene una carga distribuida de 625 kg/m.

Parte Plana (descansos):

Peso Propio	=	2400 x 0.15 x 1.00	=	360 kg/m
Acabado	=	100 x 1.00	=	100 kg/m
Sobrecarga	=	400 x 1.00	=	400 kg/m

Parte Inclinada (escalones):

Peso Propio	=	625 kg/m
Acabado	=	100 x 1.00 = 100 kg/m
Sobrecarga	=	400 x 1.00 = 400 kg/m

Cargas en tramos:

Parte Plana:	CM = 360 + 100 = 460 kg/m	CV = 400 kg/m
Parte Inclinada:	CM = 625 + 100 = 725 kg/m	CV = 400 kg/m

Cargas últimas:

Parte Plana:	$W_u = 1.4 \times 460 + 1.7 \times 400 = 1324$ kg/m
Parte Inclinada:	$W_u = 1.4 \times 725 + 1.7 \times 400 = 1695$ kg/m

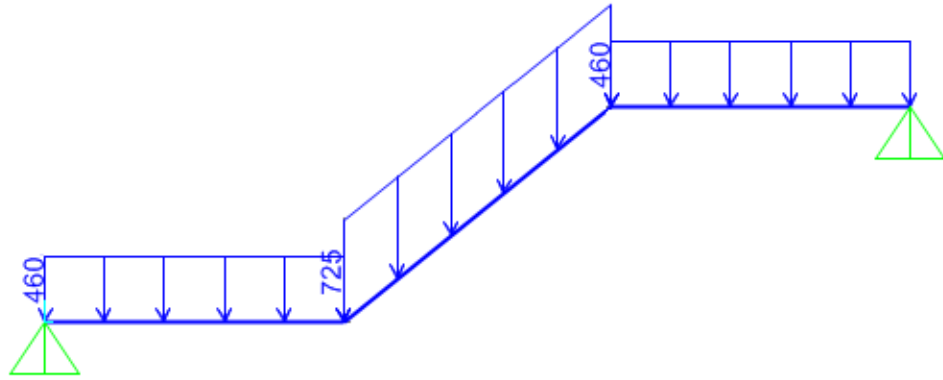


Figura 3.11 Diagrama de carga muerta en el tramo 2 de la escalera 01 (kg/m).

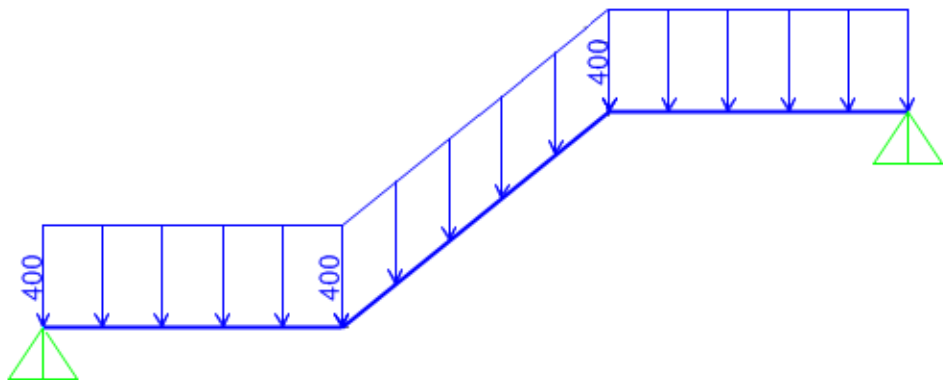


Figura 3.12 Diagrama de carga viva en el tramo 2 de la escalera 01 (kg/m).

3.8 CISTERNA Y TANQUE ELEVADO

Estos elementos poseen muros de concreto armado que soportan la presión del agua y de la tierra. Como se mencionó en el capítulo anterior, los muros son de 20 cm para ambos elementos. La cisterna tendrá paredes y fondo de 20 cm, al igual que el tanque elevando con fondo de 20 cm y tapa de 15 cm. Además, se considerará un acabado de 100 kg/m² y coeficiente de empuje activo de 0.3 para el suelo del terreno.

En las paredes de la cisterna actuarán empujes debido a la tierra, al agua y a la sobrecarga existente en el primer nivel. Estos empujes se pueden calcular con las siguientes expresiones:

$$w = K_a \times \gamma_{\text{suelo}} \times H \text{ (empuje debido a la tierra)}$$

$$w = 1.0 \times \gamma_{\text{agua}} \times H \text{ (empuje debido al agua)}$$

$$w = K_a \times s/c \text{ (empuje debido a sobrecarga)}$$

Donde:

- K_a = Coeficiente de empuje activo del suelo del terreno.
- γ_{suelo} = Peso específico del suelo (2000 kg/m^3).
- γ_{agua} = Peso específico del agua (1000 kg/m^3).
- H = Altura en contacto de la cisterna con el suelo o el agua.

Cisterna:

$$\text{Peso Propio (Paredes)} = 2400 \times 0.20 = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso Propio (Fondo, Tapa)} = 2400 \times 0.20 = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Acabado} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga (s/c)} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Empuje de la tierra} : w = 0.3 \times 2000 \times 1.80 = 1080 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Empuje del agua} : w = 1.0 \times 1000 \times 1.40 = 1400 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Empuje de la sobrecarga} : w = 0.3 \times 200 = 60 \text{ kg/m}^2$$

Tanque elevado:

$$\text{Peso Propio (Paredes)} = 2400 \times 0.20 = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso Propio (Fondo)} = 2400 \times 0.20 = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso Propio (Tapa)} = 2400 \times 0.15 = 360 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Acabado} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Empuje del agua} : w = 1.0 \times 1000 \times 1.50 = 1500 \text{ kg/m}^2$$

Carga en elementos:

Cisterna:

$$\text{Paredes: CM} = 480 + 100 = 580 \text{ kg/m}^2 \quad \text{CV} = 1400 \text{ kg/m}^2 \text{ (agua)}$$

$$\text{Fondo: CM} = 480 + 100 = 580 \text{ kg/m}^2 \quad \text{CV} = 1400 \text{ kg/m}^2 \text{ (agua)}$$

$$\text{Tapa: CM} = 480 + 100 = 580 \text{ kg/m}^2 \quad \text{CV} = 200 \text{ kg/m}^2$$

Tanque Elevado:

$$\text{Paredes: CM} = 480 + 100 = 580 \text{ kg/m}^2 \quad \text{CV} = 1500 \text{ kg/m}^2 \text{ (agua)}$$

$$\text{Fondo: CM} = 480 + 100 = 580 \text{ kg/m}^2 \quad \text{CV} = 1500 \text{ kg/m}^2 \text{ (agua)}$$

$$\text{Tapa: CM} = 360 + 100 = 460 \text{ kg/m}^2 \quad \text{CV} = 100 \text{ kg/m}^2$$

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

Este análisis toma en cuenta la suma de la carga muerta y carga viva halladas en el capítulo anterior para determinar los diagramas de fuerzas internas en los elementos estructurales. Aquellos elementos que no se encuentren en este capítulo se van a analizar después de realizar el análisis sísmico, ya que estas solicitaciones intervienen en sus respectivos análisis.

4.1 ANÁLISIS DE LOSAS ALIGERADAS UNIDIRECCIONALES

En el metrado realizado anteriormente se tomó como ejemplo la losa ubicada entre los ejes 1-2 y A-G del piso típico. De los cálculos se obtuvo lo siguiente:

$$CM = 180 \text{ kg/m} \quad CV = 80 \text{ kg/m} \quad P_m = 297 \text{ kg}$$

Para realizar el análisis se considera la luz libre de las viguetas de modo que ya no es necesario reducir los valores de las solicitaciones a la cara de la viga.

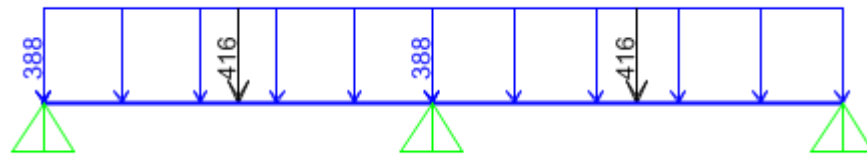


Figura 4.1 Cargas últimas de la losa aligerada analizada del ejemplo (kg/m).

Con ayuda del programa SAP2000 se presenta los diagramas de fuerzas internas de la losa aligerada bajo cargas últimas.

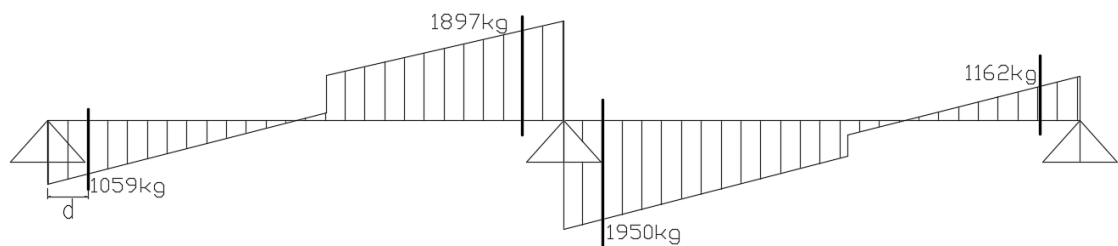


Figura 4.2 Diagrama de fuerzas cortantes en la losa aligerada a "d" de la cara (kg).

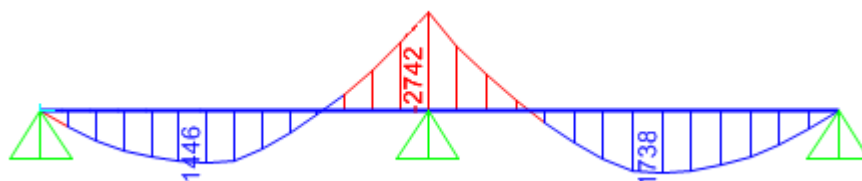


Figura 4.3 Diagrama de momentos flectores en la losa aligerada (kg.m).

4.2 ANÁLISIS DE LOSAS MACIZAS

Este tipo de losas se analiza mediante las tablas de Kalmanok (Fig. 4.4) ya que se trata de un elemento en dos direcciones. Como ejemplo se va a analizar la losa que se encuentra entre los ejes 3-5 y B-F de 5.10 m en la dirección X-X y 6.30 m en la dirección Y-Y. Para este análisis se considera en la idealización que solo el lado inferior del elemento está empotrado por la continuidad que presenta la viga de borde.

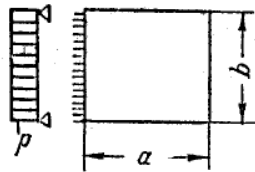


Tabla 13. — Placa rectangular, libremente apoyada en tres lados y empotrada en el cuarto, solicitada por una carga uniformemente distribuida.

	w_{cp}	M_a^0	$M_{a\ cp}$	$M_{b\ cp}$	M_0	R_a	R_{b3}	R_{bc}
1.00	0,00278	-0,0839	0,0318	0,0243	$\pm 0,0383$	0,166	0,433	0,235
0,95	0,00318	-0,0881	0,0327	0,0282	$\pm 0,0409$	0,186	0,440	0,240
0,90	0,00352	-0,0924	0,0330	0,0323	$\pm 0,0435$	0,209	0,449	0,245
0,85	0,00411	-0,0967	0,0328	0,0369	$\pm 0,0462$	0,234	0,460	0,249
0,80	0,00465	-0,1011	0,0324	0,0423	$\pm 0,0491$	0,263	0,471	0,253
0,75	0,00526	-0,1055	0,0319	0,0485	$\pm 0,0523$	0,298	0,482	0,257
0,70	0,00594	-0,1096	0,0309	0,0553	$\pm 0,0554$	0,339	0,492	0,260
0,65	0,00668	-0,1133	0,0292	0,0627	$\pm 0,0582$	0,388	0,501	0,262

Figura 4.4 Tabla de Kalmanok usada para el caso de la losa maciza del ejemplo

Se tiene que $a = 6.30$ m, $b = 5.10$ m y el cociente entre ambos (b/a) es 0.81, así que se debe realizar una interpolación entre los valores de la tabla para determinar los factores a utilizar en el cálculo de los momentos en ambas direcciones con la siguiente expresión:

$$M = \text{factor} \times p \times b^2$$

Del metrado realizado en el capítulo anterior se obtuvo que la carga muerta es de 802 kg/m^2 y la carga viva, 400 kg/m^2 . Con estos valores se calculan los siguientes momentos últimos por metro de ancho:

$$M_a^0 = -0.100 \times 1.80 \times 5.10^2 = -4.68 \text{ Ton.m}$$

$$M_{a\ CP} = 0.0325 \times 1.80 \times 5.10^2 = 1.52 \text{ Ton.m}$$

$$M_{b\ CP} = 0.0412 \times 1.80 \times 5.10^2 = 1.93 \text{ Ton.m}$$

4.3 ANÁLISIS DE VIGAS CHATAS

Se va a desarrollar el análisis de la viga chata que se ha tomado como ejemplo en el capítulo anterior, ubicada entre los ejes 1-2 y A-G del piso típico. De los cálculos se obtuvo lo siguiente: $CM = 280 \text{ kg/m}$, $CV = 80 \text{ kg/m}$ y $W_{tab} = 743 \text{ kg/m}$.

Se han determinado los diagramas de fuerzas internas bajo cargas últimas con la ayuda del programa SAP2000.

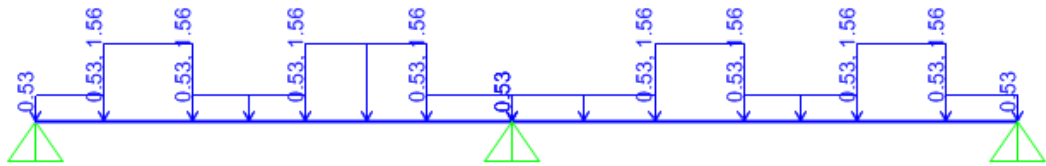


Figura 4.5 Cargas últimas en la viga chata VCH-01 (Ton/m).

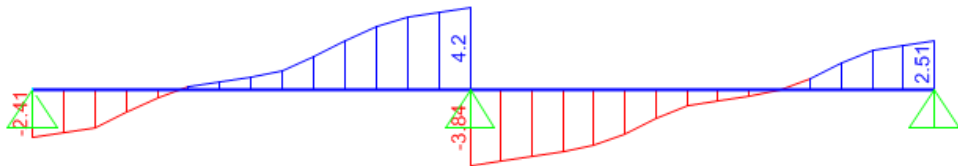


Figura 4.6 Diagrama de fuerzas cortantes en la viga chata VCH-01 (Ton).

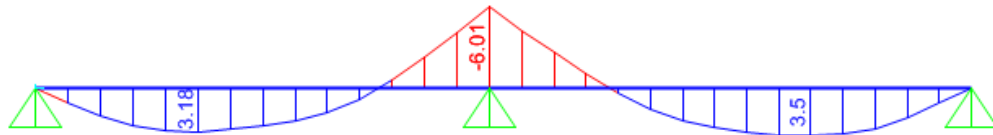


Figura 4.7 Diagrama de momentos flectores en la viga chata VCH-01 (Ton*m)

4.4 ANÁLISIS DE ESCALERAS

Este análisis se desarrolla de la misma manera que una losa o una viga, con la diferencia de que se puede modelar la parte inclinada de la escalera como si fuera una fuerza horizontal al considerar en los cálculos la componente horizontal de dicho tramo. De este modo se ingresan los metrados realizados para el segundo tramo de la escalera 01:

Parte Plana:	$CM + CV = 460 \text{ kg/m}$
Parte Inclinada:	$CM + CV = 725 \text{ kg/m}$

En las siguientes figuras se muestra el modelo de la escalera sometido a cargas últimas y sus respectivos diagramas.

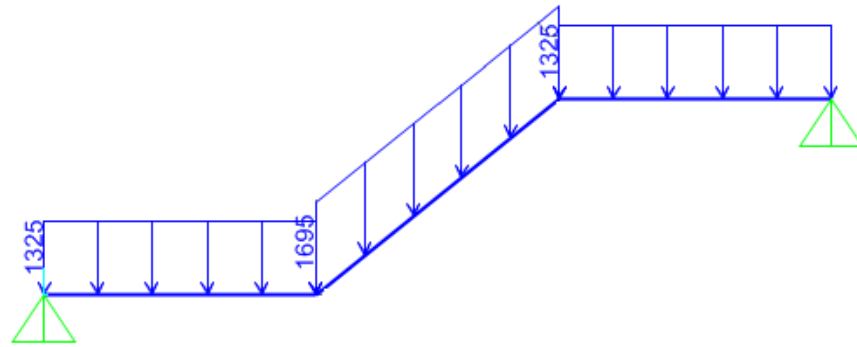


Figura 4.8 Cargas últimas en el tramo 2 de la escalera 01 (kg/m).

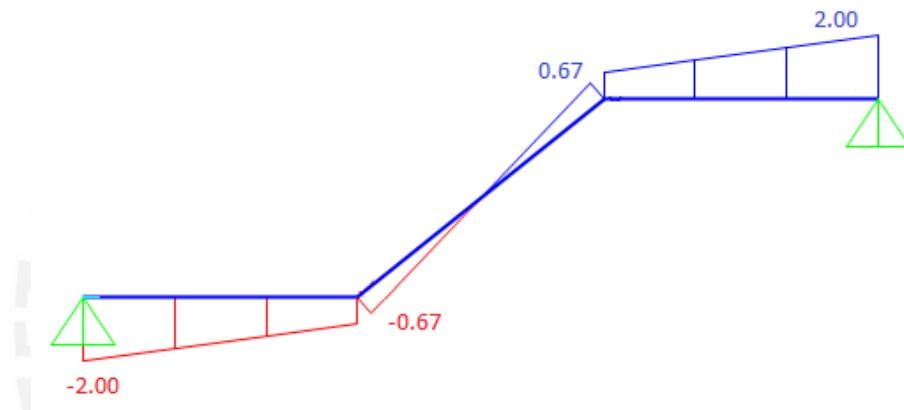


Figura 4.9 Diagrama de fuerzas cortantes en el tramo 2 de la escalera 01 (Ton).

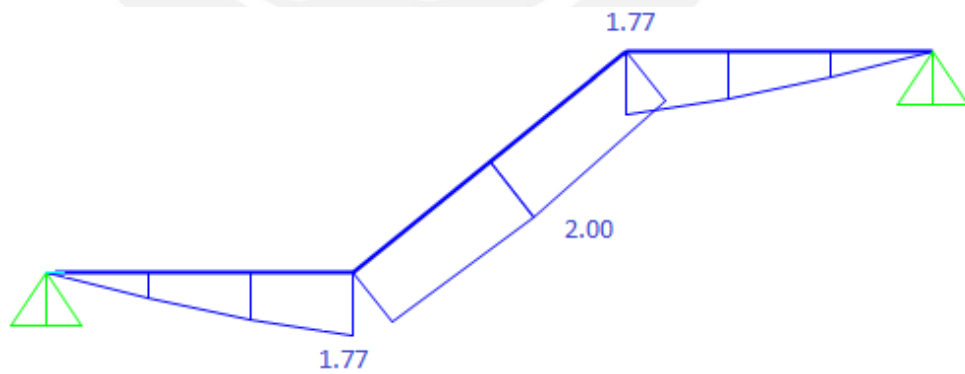


Figura 4.10 Diagrama de momentos flectores en el tramo 2 de la escalera 01 (Ton.m).

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS SÍSMICO

Se realiza el análisis sísmico de una estructura con el fin de representar los efectos que un movimiento real del suelo podría tener en la edificación. De esta manera se busca reducir el número de personas y equipos afectados, así como minimizar los efectos de desplazamiento, distorsiones y fuerzas internas que puedan dañar la estructura.

Los daños y/o desplazamientos en la mayoría de estructuras son esperables (según el tipo de edificación) y depende del diseñador controlarlos para que no signifique un daño permanente o irreparable. Restringir en absoluto los efectos del sismo traería consigo costos elevados de diseño, mayores dimensiones en los elementos y/o mayores cantidades de material empleado en su construcción, lo cual elevaría el precio mucho más de lo esperado, todo esto para un incidente que no es 100% seguro de suceder en la vida útil de la edificación.

La Norma E.030 de Diseño Sismorresistente del 2016 señala parámetros de control para las deformaciones y desplazamientos. Para el caso de derivas de entrepiso, según el tipo de material indica:

Tabla 5.1 Derivas máximas según la Norma E030.

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DE ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ/h)
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

5.1 PARÁMETROS SÍSMICOS

La Norma E.030 indica los valores de los parámetros sísmicos para determinar la fuerza sísmica o espectro de diseño según factores de zona, uso, transmisión de aceleraciones, tipo de suelo, sistema estructural y peso del edificio, los cuales se indican a continuación:

- Factor de Zona (Z)

Este factor se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad. Se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una

probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. Se tienen zonas delimitadas para el país, como se muestra en la siguiente figura.

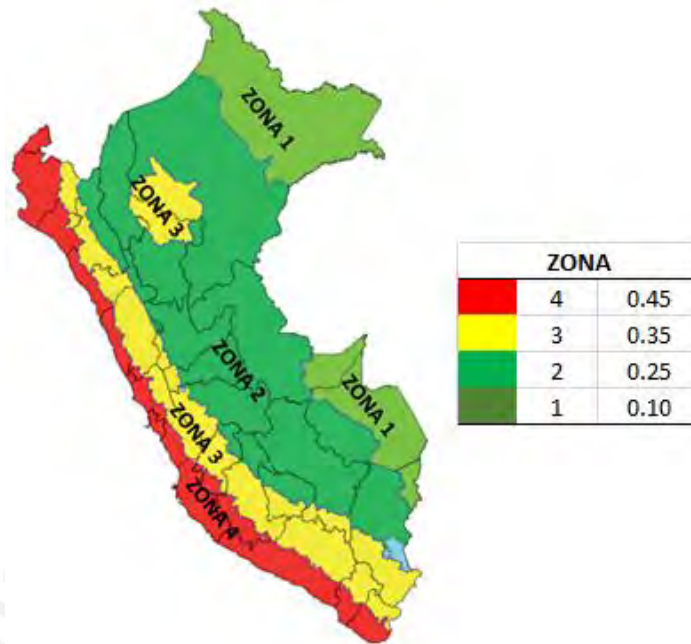


Figura 5.1 Zonificación de aceleraciones propuesta por la Norma E.030.

Como la edificación se ubica en Miraflores, Lima. El valor del factor Z es de 0.45, pues se encuentra en la zona 4 de acuerdo a la zonificación mostrada.

- Factor de Uso (U)

Este factor varía dependiendo de la clasificación de importancia del uso que tendrá la edificación, vale decir, el tipo de construcción que se plantea construir. Para este caso, la estructura va a estar destinada a un hotel, por lo que se encuentra dentro de la categoría C y, es decir, el factor U es de 1.

- Factor de amplificación sísmica (C)

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo. Este depende de las siguientes expresiones:

$$T < T_p : C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L : C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T_L} \right)$$

$$T > T_L : C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2} \right)$$

Donde:

T: Periodo fundamental de la estructura

T_p : Periodo que define la plataforma del factor C

T_L : Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante

- Factor de Suelo (S)

Este parámetro depende del tipo de suelo sobre el que se apoyará la edificación y los periodos T_p y T_L . A continuación, se muestran las tablas de las cuales se pueden extraer los factores:

Tabla 5.2 Factor de suelo según Norma E030.

FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA	SUELO			
	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla 5.3 Periodos T_L y T_p según Norma E030.

PERIODOS " T_p " y " T_L "				
	SUELO			
	S0	S1	S2	S3
T_p (s)	0.30	0.40	0.60	1.00
T_L (s)	3.00	2.50	2.00	1.60

El perfil de suelo que está utilizando para la estructura es tipo S1 que pertenece al grupo de roca o suelos muy rígidos. Por lo tanto, el factor S es de 1.

- Factor de Reducción Sísmica (R)

Este valor depende del sistema estructural predominante en la edificación, así como también del material utilizado para este. En la siguiente tabla se muestran los sistemas estructurales de concreto armado con sus factores propuestos por la Norma E.030:

Tabla 5.4 Factores de reducción propuestos por la Norma E030.

Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R_0
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

El sistema estructural en esta edificación podría suponerse que es de muros estructurales debido a la gran densidad de estos elementos. Por lo tanto, se realizará el análisis sísmico inicial con un valor de coeficiente básico (R_0) igual a 6; sin embargo, se verificará que este valor sea el correcto si se cumple que sobre las placas actúan por lo menos un 80% de la cortante basal de acuerdo a la Norma E.030.

- Factores de irregularidades

Existen ciertas características de las estructuras que son consideradas como irregularidades de acuerdo a la Norma E.030 y a cada una de estas se le asigna un coeficiente que altera el coeficiente básico (R_0). En el caso de que haya más de una irregularidad, se toma en cuenta el menor valor de los factores. Las irregularidades que se pueden presentar son las siguientes:

Tabla 5.5 Irregularidades Estructurales en Altura.

Irregularidad en Altura	Factor de Irregularidad (I_a)
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	0.75
Irregularidad de Resistencia – Piso Débil	
Irregularidad Extrema de Rigidez	0.50
Irregularidad Extrema de Resistencia	
Irregularidad de Masa o Peso	0.90
Irregularidad Geométrica Vertical	0.90
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.80
Discontinuidad Extrema en los Sistemas Resistentes	0.60

Tabla 5.6 Irregularidades Estructurales en Planta.

Irregularidad en Planta	Factor de Irregularidad (I_p)
Irregularidad Torsional	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	0.60
Esquinas Entrantes	0.90
Discontinuidad del Diafragma	0.85
Sistemas no Paralelos	0.90

Con los parámetros sísmicos definidos se puede desarrollar el modelo computacional con sus respectivas cargas asignadas provenientes de los metrados realizados. Para realizar el análisis computacional se consideran dos metodologías: un análisis estático y un análisis dinámico. El primero, donde la cortante basal se reparte proporcionalmente a las alturas y el peso de cada entrepiso para obtener un conjunto de fuerzas distribuidas en altura. El análisis dinámico se realiza con la ayuda de un espectro de Aceleraciones vs. Periodos de forma predefinida por la Norma y con el uso de los mismos parámetros, pero con la variación del factor de Amplificación Sísmica (C) para cada estructura de distinto Periodo (T).

Una vez realizados ambos análisis se procede a realizar la verificación de las irregularidades presentes en la estructura para obtener las distorsiones de piso y desplazamientos en cada nivel, así como también las fuerzas internas en los elementos de la edificación. De esta manera, estas solicitaciones son añadidas a los cálculos obtenidos en el capítulo anterior para realizar el diseño de cada elemento.

5.2 MODELO DE LA EDIFICACIÓN

Se ha modelado la estructura en el programa ETABS 2016, como una estructura de concreto armado con una resistencia de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, con las siguientes propiedades mecánicas:

Tabla 5.7 Propiedades de los materiales de la estructura.

Módulo de Elasticidad (E)	$2.2 \times 10^6 \text{ Ton/m}^2$
Módulo de Poisson (ν)	0.15
Módulo de Corte (G)	$9.5 \times 10^5 \text{ Ton/m}^2$

Para el modelo, se definen losas aligeradas (una dirección) y macizas (dos direcciones) como membranas con un espesor sumamente pequeño para luego asignarles las cargas muerta y viva (dependiendo del uso). Al material utilizado, concreto armado, se le ha definido un peso específico de 2.4 ton/m^3 para que el programa contabilice el peso propio de los elementos restantes (vigas, columnas, placas, etc). Una vez que se ha definido las propiedades del material de la estructura, se procede a definir el peso sísmico que el programa toma en cuenta para realizar el análisis. Este peso de la edificación depende de la categoría en la que se encuentra y como se ha mencionado anteriormente, esta estructura pertenece a la categoría C. Por lo tanto, de acuerdo al numeral 4.3 de la Norma E.030, el peso sísmico equivale a la suma del 100% de la carga muerta y el 25%

de la carga viva. En la tabla 5.8 se muestra el área, masa y peso en cada piso de la estructura, así como también el modelo de la estructura.

Tabla 5.8 Masas y pesos por nivel.

	Área (m ²)	Peso (Ton)	Masa (Ton * s ² /m)
Piso 1	439.78	546.16	55.67
Piso 2	439.78	502.50	51.22
Típico	386.52	450.64	45.94
Azotea	386.52	310.84	31.66

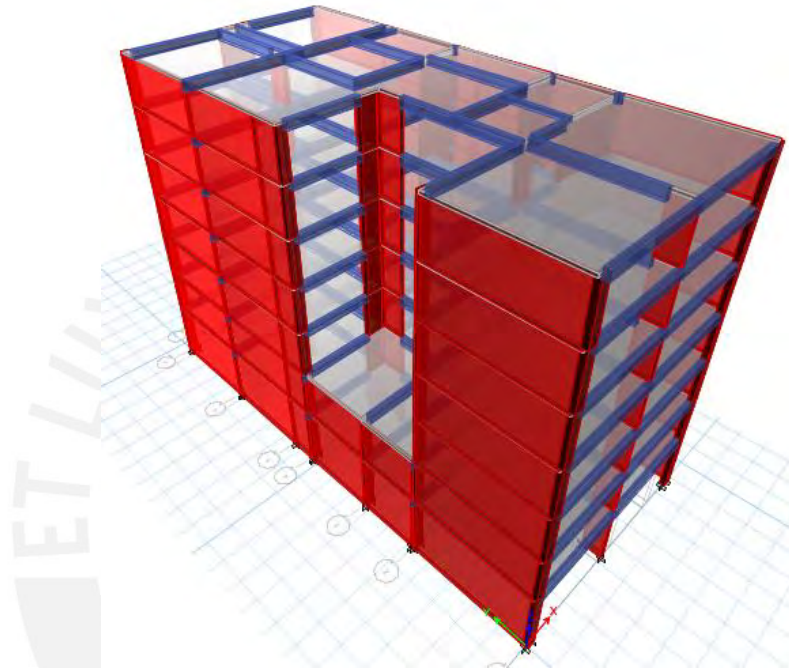


Figura 5.2 Modelo del edificio en el programa ETABS.

5.2.1 Irregularidades presentes en la Estructura

En esta sección se verifica si existen irregularidades estructurales. Cabe resaltar que solo se ha tomado en cuenta las irregularidades que no consideren los desplazamientos de la estructura ya que hasta este punto aún no se conocen dichos valores. Posteriormente se realizará la comprobación las irregularidades faltantes.

5.2.1.1 Irregularidades en Altura

- **Irregularidad de Masa o Peso**

Esta irregularidad existe cuando el peso de un piso determinado es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente. Esto no debe ser considerado en azoteas ni sótanos. A continuación, se muestra la verificación:

Tabla 5.9 Verificación de Irregularidad de Masa.

	Masa (Ton * s ² /m)	Peso (Ton)	1.5xPeso	¿Irregularidad?
Piso 1	55.67	546.16	-	No
Piso 2	51.22	502.50	753.75	No
Típico	45.94	450.64	675.96	No
Azotea	31.69	310.84	-	No

Como se muestra en la tabla, no se presenta esta irregularidad.

- **Irregularidad Geométrica Vertical**

Se presenta cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Para la dirección X-X no hay ninguna reducción, mientras que en la dirección Y-Y sí hay reducción a partir del Nivel 3. En la tabla 5.10 se indican las longitudes de muros de corte (con espesor = 0.20 m. en su mayoría) y su verificación.

Tabla 5.10 Verificación de Irregularidad Geométrica Vertical.

Nivel	Longitud(m)	Relación respecto al piso superior
7	59.12	-
6	59.12	1.00
5	59.12	1.00
4	59.12	1.00
3	59.12	1.00
2	67.64	1.14
1	67.64	1.00

Se verifica que no existe dicha irregularidad.

- **Discontinuidad en los Sistemas Resistentes**

Esta irregularidad no se presenta en la estructura debido a que no existe una variación significativa de la planta.

Se ha comprobado que no existe ninguna irregularidad, por lo que la = 1.00.

5.2.1.2 Irregularidades en Planta

- **Esquinas Entrantes**

Esta irregularidad depende de las dimensiones en planta de la estructura. Se cumple si alguna dimensión es mayor que el 20% de la dimensión total en planta en ambas direcciones. Por lo tanto, se tiene lo siguiente:

Dirección X-X:

Longitud en planta (ejes 1-7) = 31.00 m.

Esquina entrante (ejes 2-4) = 8.52 m. $\rightarrow 31.00 \times 20\% = 6.20 \text{ m} < 8.52 \text{ m}$

Dirección Y-Y:

Longitud en planta (ejes A-G) = 14.20 m.

Esquina entrante (ejes A-B) = 6.25 m. $\rightarrow 14.20 \times 20\% = 2.84 \text{ m} < 6.25 \text{ m}$

Como se cumple con lo mencionado, sí existe esta irregularidad.

- **Discontinuidad del Diafragma**

Esta irregularidad existe si se presenta si los diafragmas tienen discontinuidades abruptas incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. En este caso se tiene lo siguiente:

Área total en planta = 439.78 m²

Área total de aberturas = 53.25 m²

Área de abertura permitida = 439.78 x 50% = 219.89 m² > 53.25 m²

Se puede observar que no existe esta irregularidad.

- **Sistemas No Paralelos**

Esta irregularidad no se presenta pues los elementos resistentes a fuerzas laterales son paralelos en ambos sentidos (X e Y).

Hasta ahora se ha comprobado que existe irregularidad de esquinas entrantes, por lo que $I_p = 0.90$.

5.3 ANÁLISIS DE MODOS DE VIBRACIÓN

Los resultados obtenidos de los periodos fundamentales de vibración en cada dirección de análisis se aprecian en la tabla 5.11.

Tabla 5.11 Masas participativas y periodos fundamentales de vibración.

Modo	Periodo (seg)	% Masa Participativa		
		Traslación X-X	Traslación Y-Y	Rotación Z-Z
1	0.718	69.33	0.00	4.54
2	0.381	1.28	1.00	65.42
3	0.289	0.09	67.47	0.02
4	0.166	18.41	0.04	1.30
5	0.088	0.45	0.17	20.07
6	0.073	5.95	0.08	0.50
7	0.064	0.00	22.79	0.13
8	0.059	0.02	0.01	0.00
9	0.058	0.04	0.01	0.30
10	0.057	0.11	0.00	0.00
11	0.054	0.04	0.00	0.00
12	0.048	0.00	0.00	0.00
13	0.043	0.00	0.00	0.00
14	0.042	1.32	0.02	0.06
15	0.042	1.13	0.03	5.06
16	0.031	0.00	5.64	0.09
17	0.029	0.98	0.01	0.09
18	0.027	0.17	0.04	1.49
19	0.023	0.43	0.01	0.04
20	0.020	0.06	0.48	0.03
21	0.020	0.01	1.13	0.59

Como se observa en la tabla, los modos más importantes en la dirección X-X son los modos 1, 4 y 6, los cuales en conjunto se obtiene una masa participativa de 93.69%. Por otro lado, en la dirección Y-Y, los modos más significativos son los modos 3, 7 y 15, de modo que su suma alcanza una masa participativa de 95.90%. Asimismo, el periodo fundamental de vibración en la dirección X-X está dado principalmente por el modo 1, mientras que en la otra dirección se puede decir que el modo más importante es el 3. Con esto se puede concluir lo siguiente:

$$T_{xx} = 0.718 \text{ seg. (modo 1)}$$

$$T_{yy} = 0.289 \text{ seg. (modo 3)}$$

5.4 ANÁLISIS ESTÁTICO DE LA ESTRUCTURA

Este análisis se realiza al someter a la estructura a un conjunto de fuerzas que actúan en el centro de masas de cada nivel de la edificación. Estas fuerzas están relacionadas a la fuerza cortante basal, que se calcula mediante las siguientes fórmulas:

$$V_{EST} = \frac{ZUCS}{R} * P, F_i = \alpha_i * V_{EST}$$

$$\alpha_i = \frac{P_i (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j (h_j)^k}$$

Donde:

Fi: Fuerza sísmica en el nivel i

Pi: Peso en el nivel i

hi: Altura del nivel i

V: Cortante basal

El valor k depende del periodo de la estructura. Este vale 1.0 si el periodo es menor a 0.5 seg. Caso contrario, se debe utilizar la siguiente expresión:

$$k = (0.75 + 0.5T) \leq 2$$

5.4.1 Distribución de fuerza sísmicas por nivel

Como ejemplo se va a mostrar el análisis estático en la dirección X-X. Además, se tienen los siguientes parámetros sísmicos definidos:

$$Z = 0.45, U = 1.00, S = 1.00, R = R_o \cdot I_a \cdot I_p = 5.40$$

$$C = 2.5 \cdot T_p / T = 2.5 \cdot 0.4 / 0.718 = 1.39$$

$$k = (0.75 + 0.5 \cdot T) = (0.75 + 0.5 \cdot 0.718) = 1.109$$

Tabla 5.12 Fuerzas sísmicas en cada nivel de la estructura.

Nivel	h (m)	h ^k (m)	Pi (Ton)	Pi * (h ^k)	ai	Fi (Ton)
1er Piso	4.00	4.65	545.16	2536.35	0.05	18.05
2do Piso	7.00	8.65	502.50	4348.60	0.08	30.94
3er Piso	10.00	12.85	450.64	5792.02	0.11	41.22
4to Piso	13.00	17.19	450.64	7748.06	0.15	55.14
5to Piso	16.00	21.65	450.64	9754.36	0.19	69.41
6to Piso	19.00	26.19	450.64	11802.32	0.23	83.99
7mo Piso	22.00	30.81	310.84	9578.19	0.19	68.16
		Σ	3161.21	51559.90		

$$V_{EST} = \frac{ZUCS}{R} * P = \frac{0.45 * 1 * 1.39 * 1}{5.4} * 3161.21 = 366.90 \text{ Ton}$$

$$\% \text{Peso Total} = 11.60$$

Según la Norma E030 de 2016, se debe verificar que la relación C/R sea mayor que 0.125, lo cual se verá al final del acápite 5.6.

5.4.2 Resultados del análisis estático

En la tabla 5.13 se muestra la fuerza cortante que soporta cada placa en la base de la estructura. Como se mencionó anteriormente, en esta sección se debe verificar que el sistema estructural es el correcto, es decir, que la

sumatoria de la cortante basal de las placas sea mayor que el 80% del cortante total.

Tabla 5.13 Fuerza Cortante en la base del primer piso de cada placa.

CASO DE CARGA ESTÁTICO EN LA DIRECCIÓN X-X	
Placa	V (Ton)
PL-01	7.64
PL-02	1.69
PL-03	5.47
PL-04	6.47
PL-05	23.66
PL-06	41.89
PL-07	130.09
PL-08	0.18
PL-09	118.59
PL-10	0.40
PL-11	6.99
	343.06

$$V_{EST} = 366.90 \text{ Ton}$$

$$V_{PLACAS} = 343.06 \text{ Ton} = 93.50\% V_{EST} > 80\%$$

5.5 ANÁLISIS DINÁMICO DE LA ESTRUCTURA

El análisis dinámico se realiza en base a un espectro de Pseudo - aceleración (S_a) vs. Periodo (T), cuyas partes y componentes están especificadas en la Norma E.030. Con los factores Z , U , S , R y P fijos, se varía el factor C para periodos distintos y siguiendo distintas curvaturas según los siguientes límites de la tabla ya presentada anteriormente y con $T_p = 0.4$ y $T_L = 2.5$:

$$T < T_p : C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L : C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T_L} \right)$$

$$T > T_L : C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2} \right)$$

Utilizando la ayuda de la hoja de cálculo de Excel se obtiene el gráfico que posteriormente es importado al programa ETABS para el análisis sísmico en ambas direcciones. El espectro resultante se muestra en la figura 5.3.

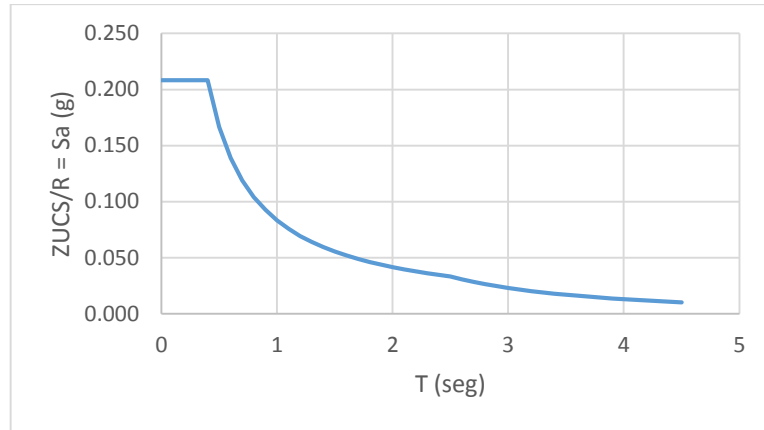


Figura 5.3 Espectro de diseño propuesto por la norma E.030.

Con el espectro obtenido se puede analizar los resultados de desplazamientos en cada sentido (X e Y) a fin de cumplir con la distorsión de entrepiso máxima estipulada para concreto armado (7 ‰). La siguiente sección resume las máximas derivas de entrepiso para el caso de carga dinámica en cada sentido.

5.5.1 Resultados del análisis dinámico

A continuación, se va a mostrar las derivas de cada nivel y la verificación de las irregularidades faltantes que dependen de los desplazamientos.

- **Control de Derivas**

Tabla 5.14 Derivas máximas de entrepiso en la dirección X-X.

CASO DE CARGA DINÁMICO		
Nivel	Deriva Elástica(‰)	Deriva inelástica (‰)
7mo Piso	1.15	6.24
6to Piso	1.22	6.60
5to Piso	1.25	6.75
4to Piso	1.23	6.63
3er Piso	1.10	5.94
2do Piso	0.88	4.75
1er Piso	0.42	2.25

Tabla 5.15 Derivas máximas de entrepiso en la dirección Y-Y.

CASO DE CARGA DINÁMICO		
Nivel	Deriva Elástica(‰)	Deriva inelástica (‰)
7mo Piso	0.36	1.92
6to Piso	0.36	1.97
5to Piso	0.36	1.92
4to Piso	0.33	1.78
3er Piso	0.28	1.50
2do Piso	0.19	1.05
1er Piso	0.10	0.56

La deriva inelástica se obtiene del producto de la deriva elástica y el coeficiente básico (R_0) afectado por la única irregularidad presente hasta este punto ($I_p=0.9$). De los resultados se concluye que en ninguno de los casos se excede la deriva máxima inelástica indicada por la Norma igual a 7‰, por lo cual la rigidez del edificio es adecuada.

- **Verificación de Irregularidad Torsional**

Esta irregularidad está presente en una estructura si la relación entre el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio y el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo nivel es mayor a 1.20. Sin embargo, esta condición se evalúa si la distorsión en dicho nivel es mayor al 50% de la deriva permisible.

Tabla 5.16 Verificación de Irregularidad Torsional en la dirección X-X.

Nivel	Δ Entre Inelást (‰)	50% Δ Perm (‰)	Δ CM (‰)	Δ CM Inelást (‰)	Δ Entre Inelást/ Δ CM Inelast	¿ Δ Entre Inelást > 50% Δ Perm?	¿ Δ Entre Inelást / Δ CM Inelást > 1.2?
7mo	6.24	3.5	0.97	5.24	1.18	Sí	No
6to	6.60	3.5	1.03	5.55	1.19	Sí	No
5to	6.75	3.5	1.05	5.67	1.19	Sí	No
4to	6.63	3.5	1.03	5.57	1.19	Sí	No
3er	5.94	3.5	0.94	5.08	1.17	Sí	No
2do	4.75	3.5	0.75	4.06	1.17	Sí	No
1er	2.25	3.5	0.35	1.91	1.18	No	No

Tabla 5.17 Verificación de Irregularidad Torsional en la dirección Y-Y.

Nivel	Δ Entre Inelást (‰)	50% Δ Perm (‰)	¿ Δ Entre Inelást > 50% Δ Perm?
7mo Piso	1.92	3.5	No
6to Piso	1.97	3.5	No
5to Piso	1.92	3.5	No
4to Piso	1.78	3.5	No
3er Piso	1.5	3.5	No
2do Piso	1.05	3.5	No
1er Piso	0.56	3.5	No

Como se muestra en las tablas, en la dirección X-X el cociente entre la máxima deriva de entrepiso y la del centro de masa no supera el 1.2. En la dirección Y-Y no es necesario verificar dicha relación ya que las derivas son

tan bajas que no superan el 50% de la deriva permisible para concreto armado. Se confirma que esta irregularidad no se presenta en la estructura.

- **Verificación de Irregularidad de Piso Blando**

Esta irregularidad existe cuando la deriva en un nivel es mayor que 1.4 veces la deriva del nivel superior o mayor que 1.25 veces el promedio de las derivas de los tres niveles superiores adyacentes. Cabe resaltar que las derivas se calculan como el promedio de las distorsiones en los extremos superior e inferior de cada nivel.

Tabla 5.18 Desplazamientos en los extremos del edificio en la dirección X-X.

Nivel	Δ Extremo Inelástico (%)	$\zeta > 1.4$ Inmediato Superior?	$\zeta > 1.25$ Promedio Superiores?
7mo Piso	5.94	-	-
6to Piso	6.29	Menor	-
5to Piso	6.43	Menor	-
4to Piso	6.31	Menor	Menor
3er Piso	5.73	Menor	Menor
2do Piso	4.60	Menor	Menor
1er Piso	2.10	Menor	Menor

Tabla 5.19 Desplazamientos en los extremos del edificio en la dirección Y-Y.

Nivel	Δ Extremo Inelástico (%)	$\zeta > 1.4$ Inmediato Superior?	$\zeta > 1.25$ Promedio Superiores?
7mo Piso	2.05	-	-
6to Piso	2.09	Menor	-
5to Piso	2.06	Menor	-
4to Piso	1.92	Menor	Menor
3er Piso	1.65	Menor	Menor
2do Piso	1.18	Menor	Menor
1er Piso	0.58	Menor	Menor

Como se muestra en las tablas, se ha verificado que en ninguna de las dos direcciones se cumplen las dos condiciones mencionadas, por lo que se confirma que esta irregularidad no se presenta en la estructura.

5.6 CORTANTE DE DISEÑO

La Norma E.030 indica que la fuerza cortante mínima basal que debe tomar en cuenta para realizar el diseño de los elementos estructurales no debe ser menor que el 80% de la cortante estática para estructurales regulares, ni menor que 90% para estructuras irregulares. En el caso de que no se cumpla con la cortante

mínima, se debe escalar las fuerzas proporcionalmente, mas no los desplazamientos.

En la sección 5.4.1 se determinó en la dirección X-X que la cortante estática equivale a 366.90 Ton. De la misma manera se calcula la fuerza en la otra dirección con la diferencia de que el periodo fundamental es menor que T_p , de modo que C es 2.50. Con este valor y la misma expresión utilizada para hallar la cortante basal se obtiene un valor de 658.58 Ton. Cabe resaltar que se debe cumplir que el cociente entre C y R sea mayor a 0.125.

Tabla 5.20 Parámetros para determinar la fuerza cortante estática.

Dirección	Periodo (seg)	Parámetro C	Vest (Ton)	C/R	¿C/R>0.125?
X-X	0.718	1.39	366.90	0.257	Sí
Y-Y	0.289	2.50	658.58	0.463	Sí

Asimismo, se puede determinar las cortantes dinámicas en ambas direcciones del análisis realizado:

$$V_{xx} = 305.19 \text{ Ton}, V_{yy} = 450.39 \text{ Ton}$$

Se puede observar que las cortantes dinámicas son menores que las cortantes estáticas, por lo que se deberá escalar las cortantes según lo mencionado en la Norma E.030. Cabe resaltar que la estructura es irregular de acuerdo las verificaciones realizadas:

Tabla 5.21 Factores de escala para la fuerza cortante basal.

Dirección	Vest (Ton)	Vdin (Ton)	90%Vest (Ton)	Factor
X-X	366.90	305.19	330.21	1.08
Y-Y	658.58	450.39	592.72	1.32

Se verifica que la relación C/R es mayor que 0.125 para ambas direcciones.

5.7 JUNTA SÍSMICA

Esta separación entre edificios se propone para evitar que haya contacto entre estos durante un movimiento sísmico y evitar que se generen daños. Esta distancia mínima "s" propuesta por la Norma E.030 debe ser menor que los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menor que:

$$s = 0.0006h \geq 0.03 \text{ m}$$

Donde:

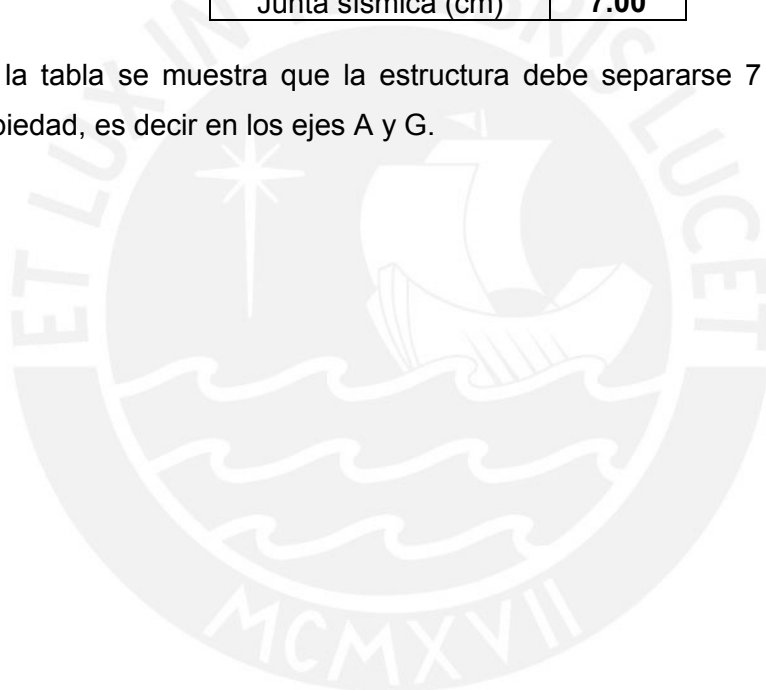
h: Altura de la edificación medida desde el nivel del terreno.

Como no se conocen los desplazamientos de la estructura vecina solo se va a determinar la junta necesaria de la edificación hacia el límite de propiedad.

Tabla 5.22 Cálculo de la junta sísmica.

Por altura	
h (m)	22.00
$s=0.006h$ (cm)	13.20
s/2 (cm)	6.60
Por desplazamiento	
Δ_{max} (cm)	10.12
$2/3^* \Delta_{max}$ (cm)	6.75
Conclusión	
Junta sísmica (cm)	7.00

En la tabla se muestra que la estructura debe separarse 7 cm del límite de propiedad, es decir en los ejes A y G.



CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LOSAS Y VIGAS

6.1 LOSAS ALIGERADAS UNIDIRECCIONALES

El diseño de una losa aligerada se realiza al considerarla como una viga T que presenta una losa superior de 5 cm de espesor y una franja tributaria de 40 cm, mientras que las viguetas son de 10 cm de ancho. Entre estas viguetas se colocan ladrillos huecos de techo de 30 x 30 x 20 cm que generan un espesor total de la losa de 25 cm (Fig. 6.1):

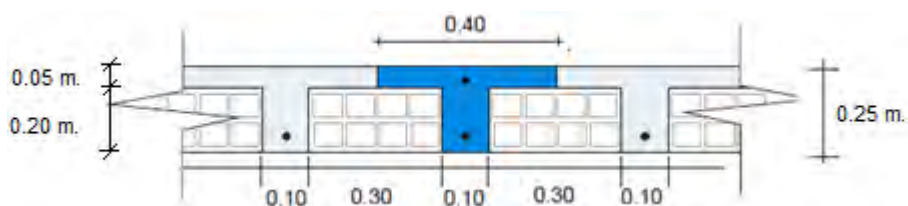


Figura 6.1 Sección típica de aligerado (h=25cm)

La losa debe ser capaz de soportar su peso propio, el piso terminado, el peso de la tabiquería y la sobrecarga (que se obtiene de la norma E.020). Este es un elemento que se diseña por flexión y corte.

6.1.1 Diseño por flexión

Consiste en calcular la cantidad de acero longitudinal que se colocarán en las viguetas de las losas para que sean capaces de soportar los momentos originados por las cargas actuantes. Anteriormente se desarrolló el metrado de las losas ubicadas entre los ejes 1-2 y A-G y se obtuvo las cargas actuantes en toda la longitud. A continuación, se muestra nuevamente el diagrama para carga última de momento flector y los resultados del cálculo de acero:

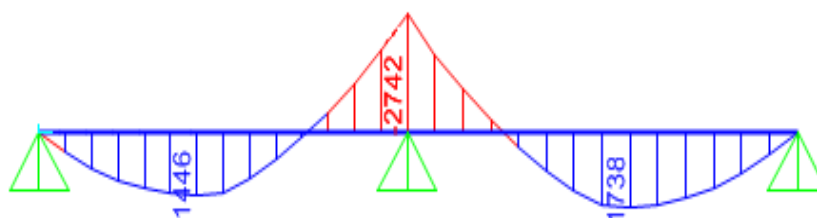


Figura 6.2 Diagrama de momentos flectores bajo cargas últimas en viga(kg-m).

Tabla 6.1 Resumen para cálculo de acero en la vigueta.

	TRAMO 1 (L=6.55 m)			TRAMO 2 (L = 6.95 m)		
	Extremo lzq	Zona Central	Extremo Der	Extremo lzq	Zona Central	Extremo Der
Mu (Ton.m)	0.00	+1.45	-2.75	+1.74	0.00	
As _{min} (cm ²)	1.16	0.53	1.16	0.53	1.16	
As _{max} (cm ²)	3.50	8.29	3.50	8.29	3.50	
As ⁻ requerido (cm ²)	-	-	4.30	-	-	
As ⁺ requerido (cm ²)	-	1.79	-	2.15	-	

Tras el cálculo, se observó que el acero demandado en la máxima zona de momento negativo ($As=4.3\text{cm}^2$) superaba el límite de acero máximo ($As^- \text{máx}=3.5\text{cm}^2$), por lo que se requirió al ensanche alternado de la sección. Ya con un ancho de $b_w=25\text{cm}$ se cumplía la demanda con 2 varillas de 5/8". Dicha cuantía ya no excede el límite de acero para la nueva sección ($As^- \text{max}=8.8\text{cm}^2$). Las longitudes hasta las cuales es requerido el ensanche se muestran a continuación:

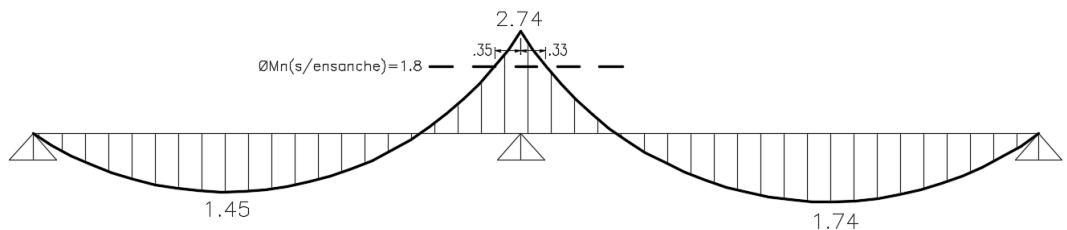


Figura 6.3 Longitudes de ensanche requeridas por flexión (m).

Como se observa en los resultados, el acero mínimo negativo que señala la Norma resulta ser muy elevado, así que por recomendación del libro del Ing. Gianfranco Ottazzi (referencia 4), se puede colocar 1.3 veces el acero solicitado por el momento y dado que este es prácticamente cero en esa zona, bastaría colocar una varilla de 3/8" en los lados superiores de la vigueta.

Adicionalmente, se observa en se debe colocar un refuerzo por contracción y temperatura perpendicularmente al acero longitudinal calculado. De acuerdo a la norma E.060, se calcula este refuerzo al multiplicar la base y la altura de la losa superior por un factor de 0.0018. El espaciamiento máximo debe ser 5 veces el espesor de dicho elemento.

$$As_{\text{temperatura}} = 0.0018 \times 5 \times 40 = 0.36 \text{ cm}^2 \quad (1 \text{ } \varnothing \text{ 6mm @ 25 cm})$$

$$s = 5t = 5 \times 5 = 25 \text{ cm}$$

6.1.2 Diseño por fuerza cortante

En esta parte debe cumplirse que la cortante nominal sea mayor a la cortante última obtenida debido a las cargas. En caso que no se logre esta condición, se debe colocar estribos para aumentar la resistencia por corte, pero en estos elementos esto no es posible debido a que el amarre de los estribos no se desarrolla en espacios tan pequeños; por ello, se utilizan ensanches alternados o corridos para incrementar su resistencia a fuerza cortante. El diagrama de fuerza cortante para cargas últimas se muestra en la figura 4.2 del capítulo 4.

Para el diseño por corte el factor Φ es de 0.85 y la norma E.060 demanda que la cortante nominal puede incrementarse en un 10%, así que se realizan los cálculos con la siguiente relación:

$$1.1 \times \Phi V_c = 1.10 \times 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$1.1 \times \Phi V_c = 1.10 \times 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 22 = 1.58 \text{ Ton}$$

Tabla 6.2 Fuerzas cortantes en la vigueta a “d” de la cara.

d (cm)	22
Vu izquierda 1er tramo (Ton)	1.06
Vu derecha 1er tramo (Ton)	1.90
Vu izquierda 2do tramo (Ton)	1.96
Vu derecha 2do tramo (Ton)	1.17

Se observa que, en la tabla 6.2, para los casos de Vu al extremo derecho del 1er tramo y Vu al extremo izquierdo del 2do tramo exceden a $1.1 \times \Phi V_c$. Por ello, se calcula que para ensanche alternado ($b=25\text{cm}$) la sección resistente ($1.1 \times \Phi V_c=3.59\text{ton}$) será más que suficiente frente a la máximas fuerzas actuantes Vu en ambos tramos (1.90 Ton y 1.96 Ton). El ensanche será necesario hasta donde la sección original (sin ensanche) sea capaz de resistir las fuerzas actuantes ($1.1 \times \Phi V_c$ sin ensanche = 1.58 Ton).

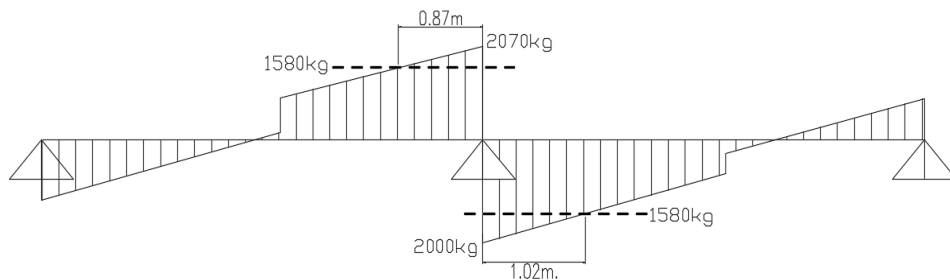


Figura 6.4 Longitudes de ensanche requeridas por fuerza cortante(m).

Como se ve en la figura 6.4, se necesitan ensanches alternados de 0.90 m al lado izquierdo y 1.20 m al lado derecho (redondeando a la longitud de los ladrillos comunes). Finalmente se muestra la disposición de acero y los ensanches:

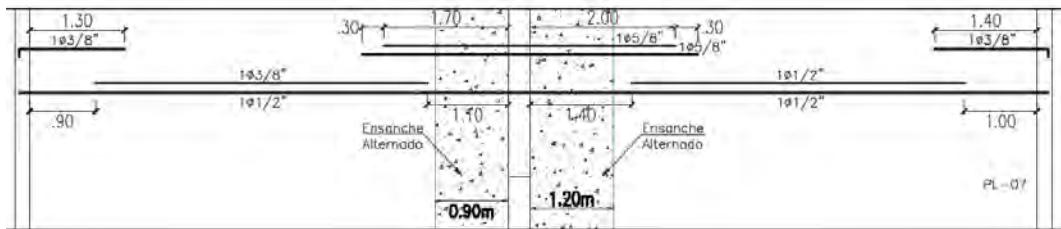


Figura 6.5 Disposición de acero en la losa aligerada del ejemplo.

Como las distancias de ensanche alternado solicitadas por fuerza cortante son mayores a las demandadas por flexión, estas últimas se utilizan para el diseño.

6.1.3 Deflexiones y fisuración

Se calcula el momento de agrietamiento ($M_{cr} = 0.50 \text{ Ton.m}$) y se observa que es superado por el momento negativo y por ambos momentos positivos actuantes en la vigueta, es decir, se deberá trabajar con las secciones agrietadas. Se evalúa el punto de máximo momento positivo ubicado en el segundo tramo ($M_u = 1.74 \text{ Ton.m}$), y se calcula la inercia efectiva como el promedio de las 3 inercias en el segundo tramo con la fórmula:

$$I_{ef} = \frac{I_{cr1} + I_{cr2} + (2 * I_{cr3})}{4}$$

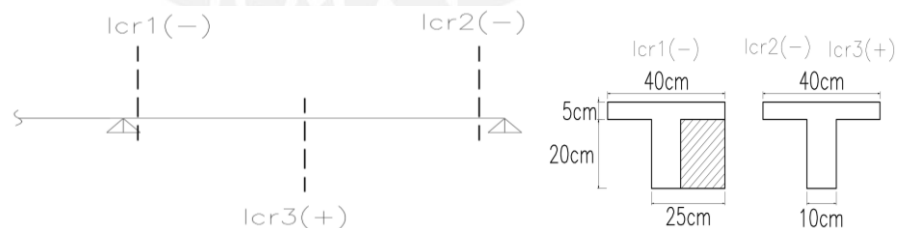


Figura 6.6 Secciones agrietadas utilizadas en el cálculo de Inercia Efectiva.

Luego se calcula la deflexión instantánea por carga muerta ($\Delta_i \text{ cm}$) mediante la siguiente expresión:

$$\frac{128 * M(+)* I^2}{1665 * E * I_{ef}}$$

La cual resulta igual a $\Delta_i = 0.15 \text{ cm}$.

Para la deflexión instantánea por carga viva se escala a la relación entre las cargas muerta y viva en el mismo punto y se obtiene $\Delta i(cv) = 0.038$ cm con el 100% de la carga viva y $\Delta i(30\%cv) = 0.011$ cm para el 30%, que es lo que usualmente carga en servicio. En el caso de deflexiones diferidas se halla el factor:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 * \rho'}$$

Donde:

ρ' = cuantía de acero en compresión

ξ = factor por tiempo de aplicación de carga ($\xi = 2$ para 5 años a más)

λ = factor de deflexión diferida

A este valor se le multiplica ($\lambda = 2$) a las cargas instantáneas obtenidas, así:

$$\Delta d \text{ cm} = \lambda * (\Delta i \text{ cm}) = 0.3 \text{ cm}, \Delta d \text{ cv} = \lambda * (\Delta i \text{ cv}) = 0.075 \text{ cm}$$

$$\Delta \text{total} = \Delta i \text{ cm} + \Delta i \text{ cv} + \Delta d \text{ cm} + \Delta d \text{ cv} = 0.54 \text{ cm}$$

Al haber elementos estructurales susceptibles a dañarse (tabiques), el límite de deflexión máxima será $L/480 = 1.45$ cm, lo que verifica que la deflexión cumple con el límite de la Norma.

Para la fisuración, se calcula el área efectiva de concreto en tracción ($A_{ct} = 120 \text{ cm}^2$), la distancia entre el extremo de la sección y el centroide de acero ($d_c = 3$ cm); y el esfuerzo en el acero bajo cargas de servicio ($f_s = 2180 \text{ kg/cm}^2$), mediante el uso de las fórmulas:

$$A_{ct} = \frac{2 * X * b_w}{N_{barras}} \quad \wedge \quad f_s = \frac{M_{servicio}}{A_s * 0.9 * d}$$

Al aplicarlos en la fórmula para obtener el parámetro $Z = f_s * \sqrt[3]{A_{ct} * d_c} = 15510$ kg/cm que controla el ancho de las grietas de manera indirecta, se logra verificar que no excede al límite máximo indicado por la Norma $Z = 26000$ kg/cm para condiciones normales de exposición.

6.2 LOSAS MACIZAS

A comparación de las losas aligeradas, las losas macizas están compuestas de concreto en su totalidad y se diseña por el método de coeficientes establecido en

la norma E.060. Deben ser capaces de soportar su propio peso, el peso de la tabiquería y una sobrecarga de 400 kg/m² debido a que se ubican en corredores.

6.2.1 Diseño por flexión

Este diseño consiste en calcular la cantidad de acero longitudinal en ambas direcciones que se colocarán en el espesor del elemento de manera que soporten las solicitaciones actuantes. Cabe resaltar que se utiliza el caso 4 de las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 de la norma E.060 para la determinación del factor en el cálculo del momento flector. Como ejemplo, se realizará el diseño de la losa ubicada entre los ejes 3-5 y B-F con ayuda de las siguientes expresiones:

$$M_a = C_a w_u A^2$$

$$M_b = C_b w_u B^2$$

A continuación, se muestran los resultados al utilizar las expresiones con ayuda de las tablas presentadas en la norma y el metrado realizado en el tercer capítulo:

Tabla 6.3 Resultados del diseño por flexión en la losa maciza.

		A (m)	5.1		
		B (m)	6.3		
		d (cm)	22		
		W _u (ton/m ²)	1.803		
		W _{ud} (ton/m ²)	1.123		
		W _{ul} (ton/m ²)	0.680		
Momento negativo	Por carga ultima	Ca	0.0700	<i>Ma</i> ⁻ (Ton.m)	3.28
		Cb	0.0300	<i>Mb</i> ⁻ (Ton.m)	2.15
Momento positivo	Por carga muerta	Ca	0.0384	<i>Ma</i> ⁺ (Ton.m)	1.12
		Cb	0.0166	<i>Mb</i> ⁺ (Ton.m)	0.74
	Por carga viva	Ca	0.0470	<i>Ma</i> ⁺ (Ton.m)	0.83
		Cb	0.0206	<i>Mb</i> ⁺ (Ton.m)	0.56

Después de calcular los momentos flectores, se suman los positivos debido a carga muerta y viva. Una vez calculados los momentos positivos y negativos se determina el acero que necesita la sección, pero antes se debe calcular el acero mínimo en la sección de la losa para compararlo con el acero calculado:

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018bh = 0.0018 \times 100 \times 25 = 4.50 \text{ cm}^2$$

El acero mínimo se considera como la suma del acero negativo y positivo, así que no se debe colocar menos acero de lo calculado. En estas losas se

va a colocar una capa superior de 3/8" @ 40cm y una inferior de 3/8" @ 20cm, de modo que la suma de ambos (5.33 cm²) sobrepase el acero mínimo. En la tabla 6.4 se muestran los bastones colocados de acuerdo a los momentos actuantes en la losa analizada.

Tabla 6.4 Determinación del acero en la losa maciza.

Ma ⁻ (Ton.m)	3.28	As calculado (cm ²)	4.03	As colocado	2Ø1/2 @ 40 cm
Mb ⁻ (Ton.m)	2.15	As calculado (cm ²)	2.62	As colocado	Ø 3/8" @ 40 cm
Ma ⁺ (Ton.m)	1.95	As calculado (cm ²)	2.38	As colocado	Ø 3/8" @ 40 cm
Mb ⁺ (Ton.m)	1.30	As calculado (cm ²)	1.58	As colocado	Sin bastones

Es necesario aclarar que el acero colocado en la dirección A (2Ø1/2" @ 40cm) es mayor al necesario. Se ha colocado esta cantidad debido a la solicitada por la losa aligerada adyacente a la losa maciza analizada.

6.2.2 Verificación por fuerza cortante

Comúnmente la resistencia del concreto a fuerzas cortantes es mayor a la cortante obtenida por las solicitaciones. De la norma E.060 se tiene la siguiente expresión para determinar la fuerza cortante en la losa:

$$V = w\left(\frac{A}{2} - d\right)\left(1.0 - 0.5\frac{A}{B}\right)$$

Al reemplazar los datos en la expresión se tiene que V = 2.50 Ton y la resistencia nominal del concreto ΦV_c se obtiene con la misma expresión utilizada en losas aligeradas. De modo que se tiene lo siguiente:

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$\Phi V_c = (0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 22 \times 100) / 1000 = 14.36 \text{ Ton} \rightarrow \Phi V_c > V_u$$

A continuación, se muestra la colocación del acero en la losa maciza, utilizando los factores conservadores L/5 al extremo izquierdo y L/7 al extremo derecho para los cortes.

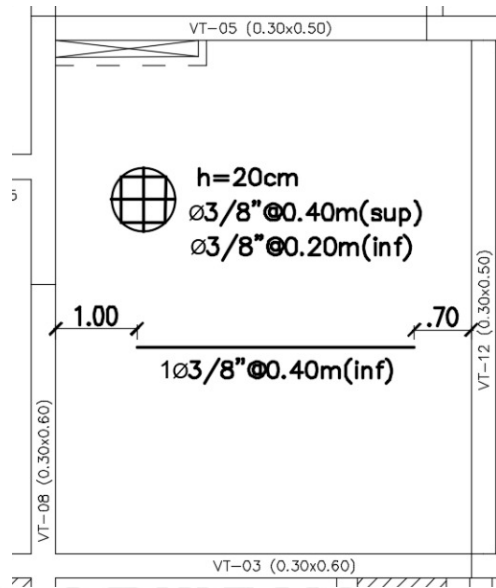


Figura 6.7 Disposición de acero en la losa maciza del ejemplo.

6.2.3 Verificación de espesor por transferencia de fuerzas cortantes

Debido a la reducción en planta a partir del nivel 3, el ancho de losa en esa sección se ve drásticamente reducido (losa comprendida entre los ejes 3-5 y B-F), por lo que es necesario verificar si el espesor asignado ($e = 25 \text{ cm}$) es suficiente para transferir las fuerzas cortantes de un lado al otro y comportarse como un diafragma rígido. Se calculan las fuerzas cortantes actuantes debido al sismo dinámico en X-X, escalado en la base de los elementos sismorresistentes del 3er nivel ($V_u = 278.4 \text{ Ton}$) y se compara con la resistencia del bloque de concreto de la losa maciza en el corte A-A ($\phi V_c = 82 \text{ Ton}$) más la resistencia que brinda el acero dispuesto $\phi 3/8''@0.20\text{m}$ ($\phi V_s = 128.7 \text{ Ton}$). Dado que la suma no es suficiente para soportar la fuerza actuante, se aumenta el diámetro del refuerzo en $\phi 1/2''@0.20\text{m}$, lo que resulta en una suma de $\phi V_s = 245.8 \text{ Ton} + \phi V_c = 82 \text{ Ton}$ ($\phi V_n = 327.8 \text{ Ton}$), la cual cumple la sollicitación. A continuación se muestra la sección:

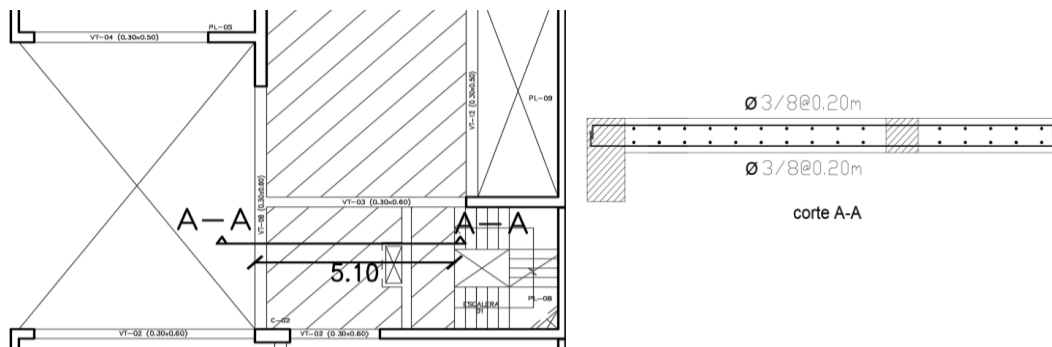


Figura 6.8 Refuerzo preliminar colocado en la losa maciza del ejemplo.

Se proyecta la sección maciza hasta la viga chata para una mejor transferencia de fuerzas. Debido al aumento de diámetro en la malla, ya no se necesitarán bastones. Se muestra la disposición final en la figura 6.9.

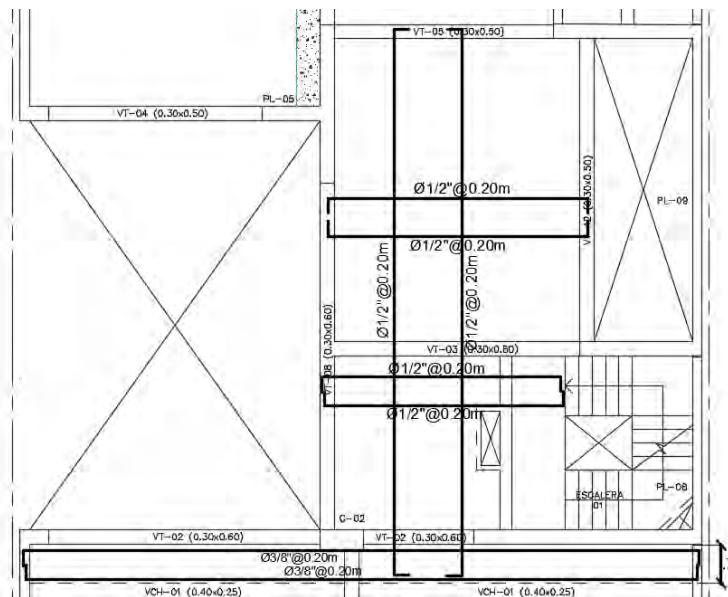


Figura 6.9 Disposición final del refuerzo en la losa maciza del ejemplo.

6.3 VIGAS PERALTADAS

6.3.1 Diseño por flexión

Para el cálculo de cargas últimas se utilizan distintas combinaciones de carga muerta, carga viva y sismo. Para el proceso se utilizaron programas de cálculo computarizado como SAP2000. Las solicitaciones sísmicas se obtienen del modelo en ETABS. Con las combinaciones hechas se ha procedido a calcular el acero necesario para la mayor sollicitación de momento en cada punto deseado (acero negativo en los extremos del elemento y acero positivo en el centro de la luz del elemento). Sin embargo, es necesario tomar en cuenta la restricción de acero mínimo y máximo.

Para el cálculo de acero mínimo en losas y vigas, la norma estipula la fórmula:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d}{f_y}$$

El acero máximo tiene relación directa con la ductilidad de la sección y el hecho que la falla de la sección no sea de tipo frágil. Si se le coloca demasiado acero a la sección, este no fluirá mientras que el concreto se irá deformando hasta su falla. Además, gracias a la deformación permisible que otorga el acero se es capaz de notar el sobreesfuerzo en el elemento y tomar las

medidas necesarias antes de que falle por completo. La fórmula que lo limita es la siguiente:

$$A_{s_{max}} = 0.75 \times A_{sb}$$

El acero balanceado (A_{sb}) es la cantidad exacta que produce la falla en el concreto y el acero al mismo tiempo. Ambas restricciones de la cantidad de acero deben ser cumplidos al momento de diseñar un elemento por flexión.

Se muestra en la figura 6.10 la ubicación en planta de la viga VT-02 (0.30x0.60m.) para su correspondiente diseño:

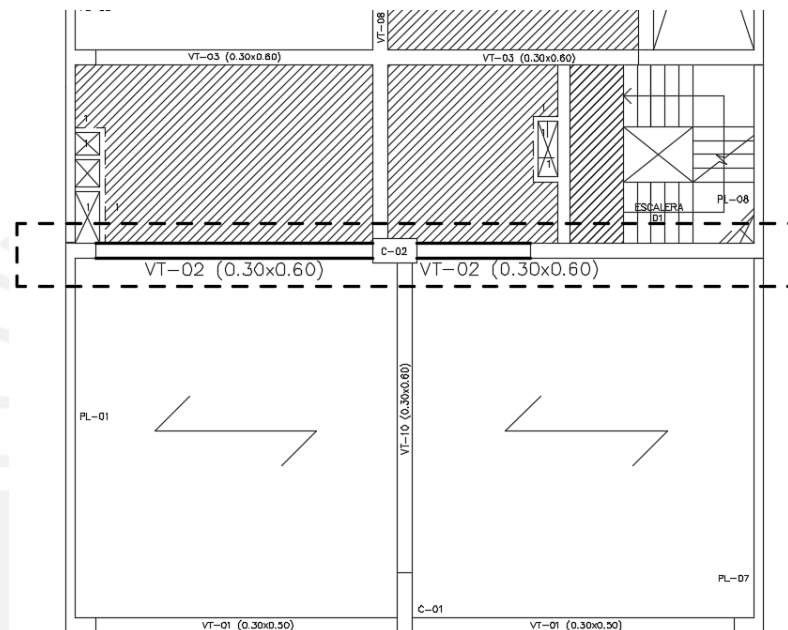


Figura 6.10 Ubicación en planta de la viga VT-02 del ejemplo.

A continuación, se muestran los diagramas de momento flector debido a carga muerta, viva y sismo:

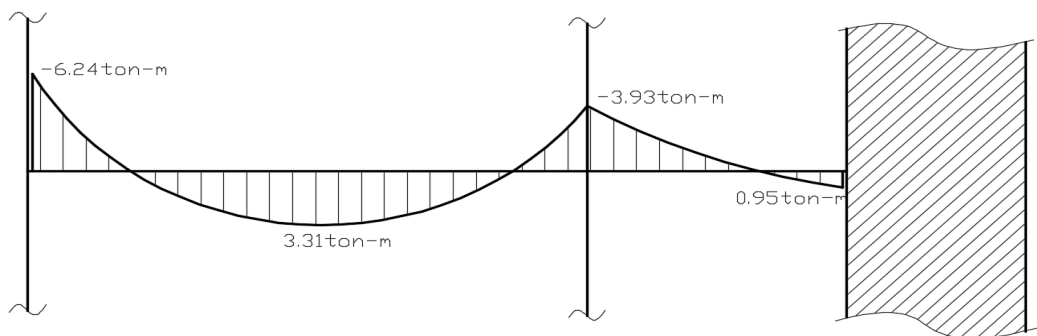


Figura 6.11 Diagrama de momentos flectores por carga muerta en viga VT-02 (Ton.m).

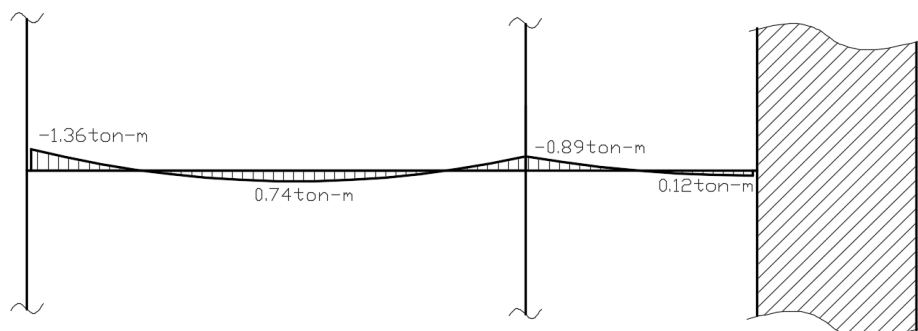


Figura 6.12 Diagrama de momentos flectores por carga viva en viga VT-02 (Ton.m).

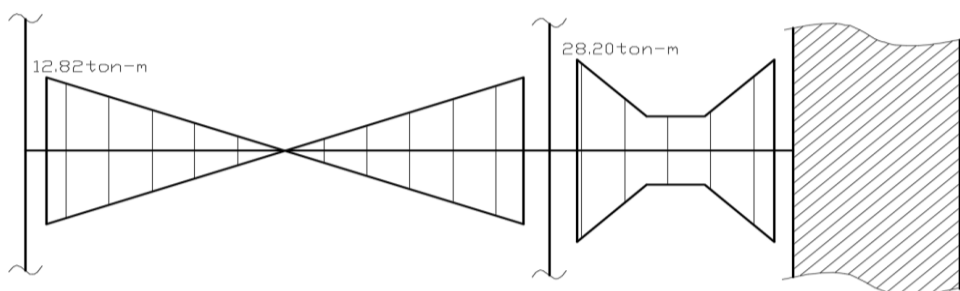


Figura 6.13 Diagrama de momentos flectores por sismo en X-X en viga VT-02 (Ton.m).

Con los valores se realizan 5 combinaciones de carga, de las cuales se obtiene una envolvente de momentos máximos y se diseña el acero requerido, respetando los límites de acero máximo y mínimo.

Tabla 6.5 Resumen para cálculo de acero en la viga VT-02.

Combinaciones	TRAMO 1			TRAMO 2		
	Ext Izq (Ton-m)	Zona Central (Ton-m)	Ext Der (Ton-m)	Ext Izq (Ton-m)	Zona Central (Ton-m)	Ext Der (Ton-m)
1.4M+1.7V	-11.05	5.89	-7.02	0	1.53	
1.25(CM+CV)+S	3.32	5.063	22.18	5.7	29.34	
1.25(CM+CV)-S	-22.3	5.063	-34.23	-5.7	-26.66	
0.9M+S	7.2	2.98	24.66	5.7	28.86	
0.9M-S	-18.4	2.98	-31.74	-5.7	-27.15	
DISEÑO						
M- act (ton-m)	-20	-	-34.23	-5.7	-27.15	
M+ act (ton-m)	8.87	5.89	24.66	5.7	29.34	
As min (cm ²)	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	
As max (cm ²)	25.82	25.82	25.82	25.82	25.82	
As- req (cm²)	10.62	-	19.54	2.85	14.92	
As+ req (cm²)	4.5	2.95	13.4	2.85	16.3	

As- colocado (cm ²)	3Ø3/4"+ 2Ø3/4"	3Ø3/4"	3Ø3/4"+2Ø1"	3Ø3/4"	3Ø3/4"+ 2Ø1"
As+ colocado (cm ²)	3Ø3/4"	3Ø3/4"	3Ø3/4"+2Ø1"	3Ø3/4"+ 2Ø1"	3Ø3/4"+ 2Ø1"

Como acero corrido se colocan 3 Ø 3/4" y se aumentan bastones de 3/4" y 1" según sean necesarios para cumplir la cuantía de acero necesaria, como se muestra en la figura 6.14.

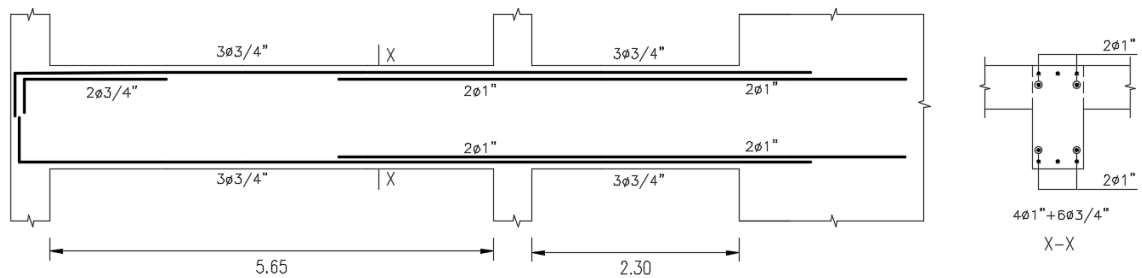


Figura 6.14 Acero corrido y de refuerzo colocado en la viga VT-02

Para cortar las varillas de refuerzo se calcula el momento resistente (ϕM_n As corrido) considerando solo los aceros corridos (3Ø3/4") y se ubican los puntos hasta los cuales éstos son suficientes para resistir las cargas amplificadas actuantes, por recomendación se le agrega una distancia mayor o igual a sus longitudes de desarrollo "ld", que varían según el diámetro, para que las varillas puedan anclar y trabajar apropiadamente.

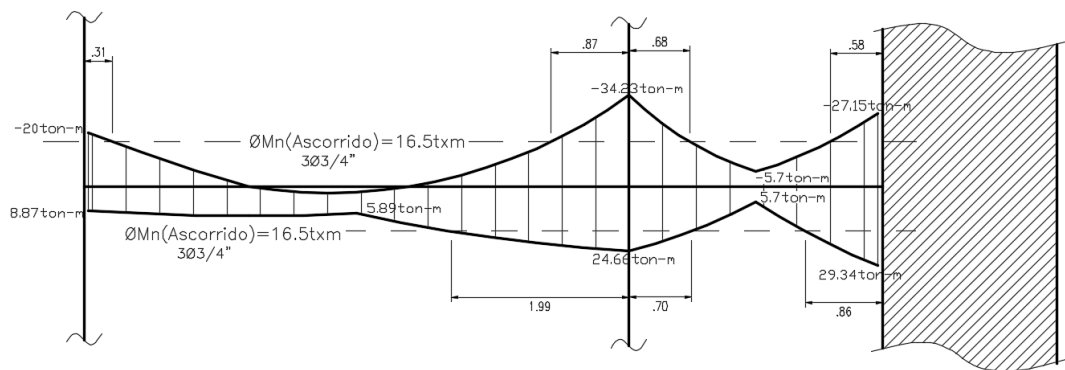


Figura 6.15 Diagrama envolvente de momentos flectores(ton*m)

Al aumentar “Ld” a cada longitud de corte teórico, resulta la siguiente disposición:

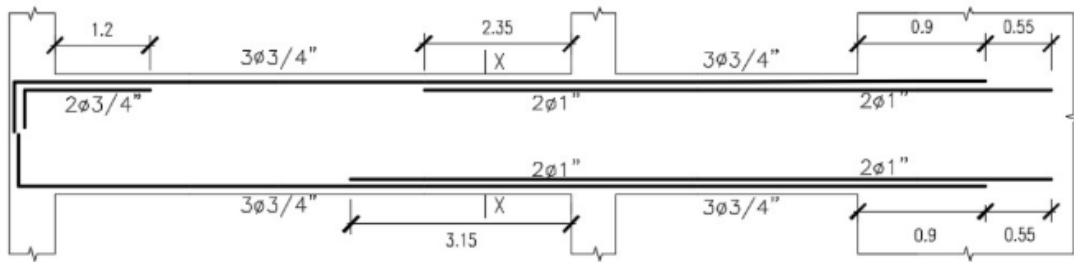


Figura 6.16 Longitudes teóricas de corte de acero (m.).

6.3.2 Diseño por fuerza cortante

De igual manera que para el diseño por flexión, el diseño por fuerza cortante se hace utilizando los mayores valores de las combinaciones de cargas de gravedad y sísmicas. Para calcular la resistencia necesaria que debe proveer el acero se calcula la resistencia real que otorga el concreto, disminuida por el factor de seguridad $\Phi=0.85$, y se compara con la resistencia cortante solicitada por las combinaciones.

Debe cumplirse que la resistencia del acero (V_s) y del concreto (V_c), ambas disminuidas en $\Phi=0.85$, sean suficientes para cubrir la cortante por cargas últimas (V_u).

$$\Phi V_n > V_u, \quad \text{donde } V_n = V_c + V_s$$

Para esto, se emplean estribos que además de proveer ductilidad y confinamiento al núcleo del elemento en los extremos, aumenta la resistencia cortante de la sección. La resistencia nominal a corte de los estribos se calcula mediante la siguiente fórmula:

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

Donde “s” es el espaciamiento que deberán tener los estribos para que la resistencia se cumpla

Al igual que los diagramas de momento flector, los diagramas de fuerza cortante por cargas de gravedad se muestran en el capítulo 4. En la figura 6.15 se aprecia el diagrama debido a cargas sísmicas.

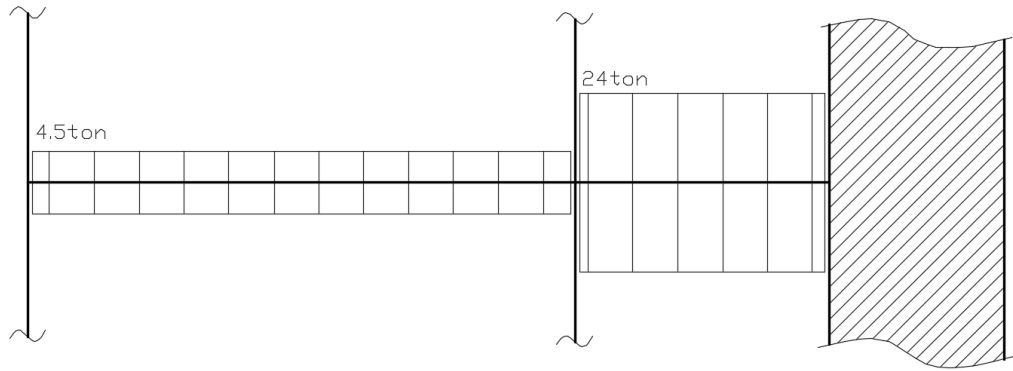


Figura 6.17 Diagrama de fuerzas cortantes por sismo X-X en viga VT-02.

Para el análisis por fuerzas cortantes se utilizan los criterios indicados en la Norma de Concreto Armado en el capítulo 21, el cual indica que, si la viga resiste efectos sísmicos, la fuerza última de diseño no deberá ser menor que el mayor de los siguientes valores:

- I. La suma de la cortante asociada al desarrollo de los momentos nominales de ambos extremos de la viga y las cargas de gravedad amplificadas:

Tabla 6.6 Datos para el cálculo de fuerza cortante mínima según la Norma E.060.

Tramo 1	
Mn izquierdo (Ton.m)	29.15
Mn derecho (Ton.m)	36.83
Longitud (m)	5.65
V muerta (Ton)	5.95
V viva (Ton)	1.19

Por lo tanto:

$$V_u = \frac{(29.15 + 36.83)}{5.65} + 1.25 * (5.95 + 1.19) = \mathbf{20.6 \text{ Ton}}$$

- II. El cortante máximo obtenido mediante las combinaciones de carga usando el factor de amplificación 2.5 para efectos sísmicos (4.50 Ton).

$$V_u = 1.25 * (5.95 + 1.19) + 2.5 * 4.50 = \mathbf{20.18 \text{ Ton}}$$

De esta manera se determina que la mayor carga última de diseño será **$V_u = 20.60 \text{ Ton}$** .

Se halla $\emptyset V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times 54 = 10576 \text{ kg}$.

$$V_s = \frac{V_u}{0.85} - V_c = \frac{20.6}{0.85} \times 1000 - 10576 = 11790 \text{ kg}$$

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{1.42 * 4200 * 54}{11790} = 27.2 \text{ cm}$$

Además, según las indicaciones de la norma, los estribos de confinamiento deben ser colocados hasta una distancia no menor de 2 veces el peralte de la viga, medido desde la cara del elemento hacia el centro de la luz, para ambos extremos. Los estribos no deben estar separados más que el menor de:

- 1/4 del peralte efectivo de la viga, pero no menor a 15cm.
- 10 veces el diámetro de las barras longitudinales
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo de confinamiento
- 30 cm

El resto de estribos que se encuentran fuera de la zona de confinamiento no deben estar separados más de la mitad del peralte ($d/2$) = $54/2$ = 27 cm, por lo que serán dispuestos cada 25 cm.

Finalmente, la disposición de estribos para el primer tramo será: $\emptyset 3/8":1@.05, 10 @.15, \text{rto.}@.25 \text{ c/ext.}$

Para el segundo tramo, la carga última demanda una distribución de estribos cada 14.65 cm y debido a la corta longitud del tramo se colocará como sigue: $\emptyset 3/8":1@.05, \text{rto}@.15 \text{ c/ext.}$

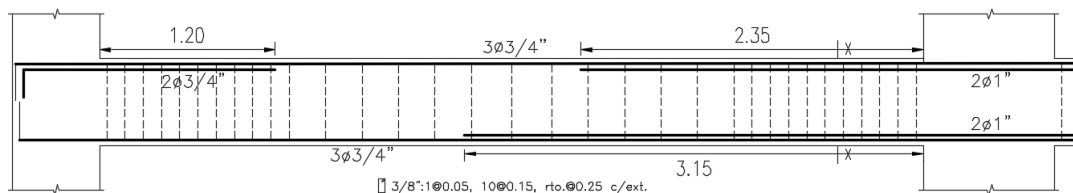


Figura 6.18 Elevación del primer tramo de la viga VT-02.

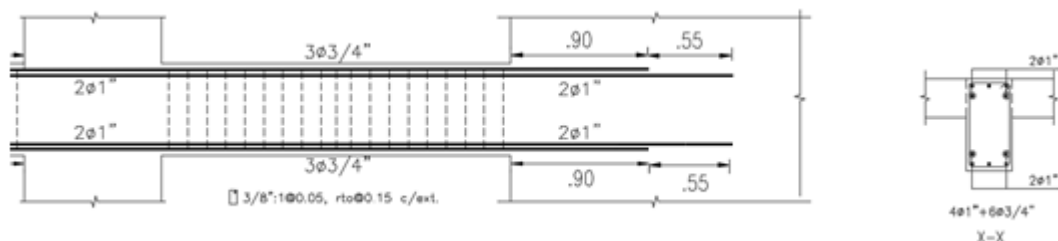


Figura 6.19 Elevación del segundo tramo de la viga VT-02.

6.3.3 Deflexiones y fisuración

Se halla el momento agrietamiento ($M_{cr}=5.22 \text{ ton}\cdot\text{m}$) y se verifica que, bajo cargas de servicio, solo en el extremo izquierdo se produce fisuración ($M_{cm}+M_{cv}=7.6 \text{ ton}\cdot\text{m}$); por lo que se calcula el factor “Z” en ese punto, el cual controla indirectamente el ancho de las grietas ($Z=9718.4 \text{ kg}\cdot\text{cm}^2$) y se comprueba que no excede al valor límite para condiciones normales de exposición que indica la Norma ($Z_{\text{máx}}=26000 \text{ kg}\cdot\text{cm}^2$).

Para las deflexiones se ha determinado la inercia efectiva en base al cociente de la suma de las inercias en los extremos y del doble del punto central del tramo, entre 4.

Al ser tan bajas las solicitaciones por cargas en servicio ($f_s=26\%f_y$ \wedge $f_c=23\%f'_c$) y el sobredimensionamiento aparente (debido a los grandes momentos de sismo), la deflexión en el centro del tramo no supera ni la décima parte de un centímetro, siendo el límite $L/480 = 1.17 \text{ cm}$ para tramos con presencia de elementos no estructurales que podrían sufrir falla por deflexiones.

6.4 VIGAS CHATAS

6.4.1 Diseño por flexión

Se va a realizar el diseño de la viga chata ubicada entre los ejes 1-2 y A-G del piso típico (40x25 cm). Del metrado realizado en el capítulo 3 se determinó el diagrama de cargas últimas en la viga (Fig. 4.5), mostrado en el Capítulo 4. El diagrama de la combinación que controla el diseño (1.4CM+1.7CV) se muestra en la figura 4.7 del Capítulo 4. El cálculo de la cuantía de acero, según el momento flector actuante, se hace con el uso de la fórmula $M_u = K_u \cdot b \cdot d^2$ en las tablas de diseño. A continuación se muestra el resumen del proceso:

Tabla 6.7 Resumen para el cálculo de acero en la viga chata VCH-01.

Combinación	TRAMO 1			TRAMO 2		
	Ext Izq (Ton.m)	Punto Medio (Ton.m)	Extr Der (Ton.m)	Ext Izq (Ton.m)	Punto Medio (Ton.m)	Extr Der (Ton.m)
1.4M+1.7V	-	3.18	- 6.01	3.5	-	-
DISEÑO						
M-	-	-	6.01	-	-	-
M+	-	3.18	-	3.5	-	-

As min	2.125	2.125	2.125	2.125	2.125
As max	14.03	14.03	14.03	14.03	14.03
As- requerido	Asmin	Asmin	8.1	Asmin	Asmin
As+ requerido	Asmin	4	Asmin	4.5	Asmin
As -colocado	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"+3Ø5/8"	2Ø1/2"	2Ø1/2"
As+ colocado	3Ø1/2"	3Ø1/2"+ 1Ø1/2"	3Ø1/2"	3Ø1/2"+ 1Ø1/2"	3Ø1/2"

Se va a cumplir la demanda utilizando acero de 1/2" al acomodar 3 varillas corridas inferiores y 2 varillas superiores. A esto se aumenta refuerzo de 1/2" y 5/8" donde se requiera. Se muestra el corte de los refuerzos, cabe recordar que, a cada longitud necesaria para soportar el momento demandado, se le debe agregar una longitud de desarrollo "Ld" según el diámetro del refuerzo, para su correcto anclaje.

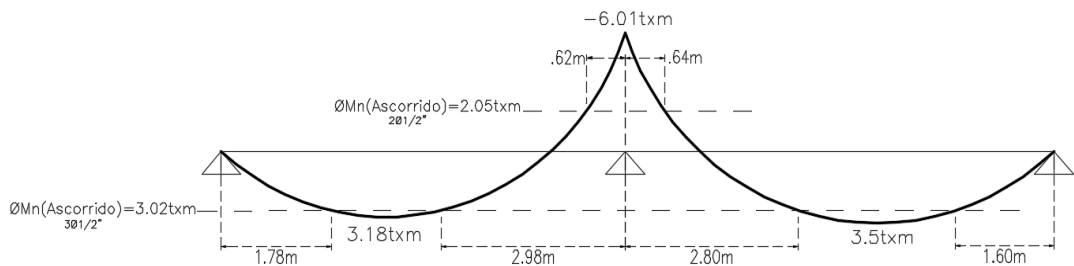


Figura 6.20 Longitudes teóricas de corte de acero en viga chata VCH-01.

Se ha verificado que para los cortes de acero se pueden usar factores recomendados por distintos profesionales y manuales de diseño del medio, los que indican longitudes de anclaje mayores a las necesarias calculadas en la figura 6.18, basadas en porciones de la luz libre del tramo. Se muestra en la figura 6.19 y 6.20 los factores usados para el caso mostrado y las longitudes que de éstos resultan, respectivamente.

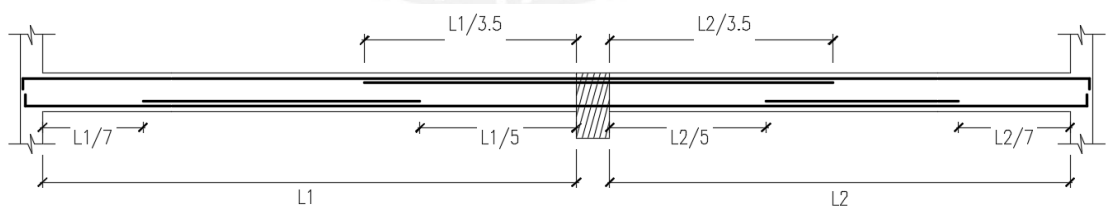


Figura 6.21 Coeficientes sugeridos para el corte de acero según la luz libre.

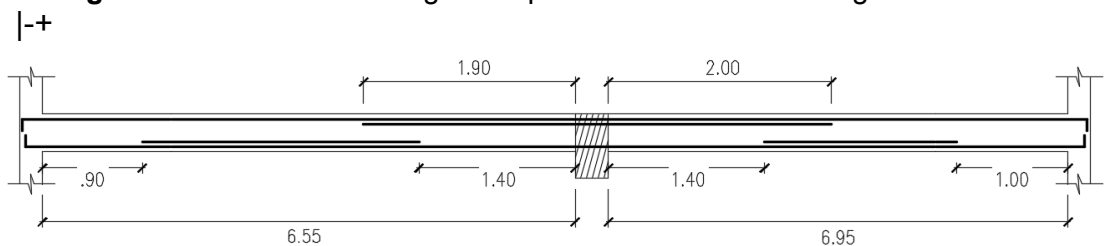


Figura 6.22 Cortes finales del acero dispuestos.

6.4.2 Diseño por fuerza cortante

El diseño por fuerza cortante también es similar al realizado para la viga peraltada y se desarrolla con ayuda de los diagramas determinados en el capítulo de Análisis por Cargas de Gravedad.

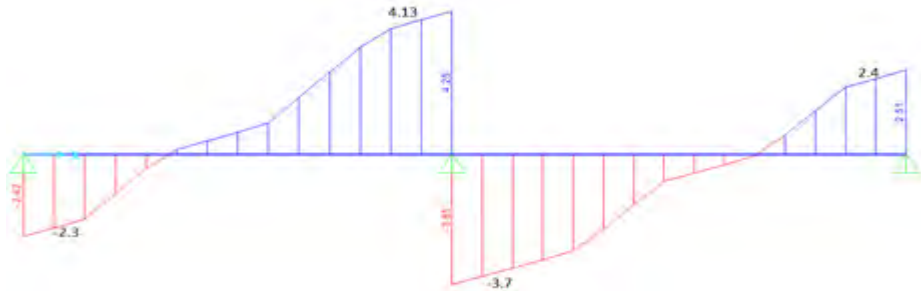


Figura 6.23 Diagrama de fuerzas cortantes a “d” de las caras(ton).

Dado que la resistencia al corte de la sección de concreto es $\phi V_c = 5.75$ Ton, se observa que es más que suficiente para la demanda de fuerzas cortantes por cargas últimas, así que se utilizan estribos mínimos para el montaje del acero y son estribos de $\phi 1/4"$. Para determinar el espaciamiento de los estribos se utilizan las siguientes expresiones de espaciamiento:

$$S_{\max} = \frac{A_v * f_y}{0.2 * \sqrt{210} * b_w} = \frac{2(0.32) \times 4200}{0.2 \times \sqrt{210} \times 40} = 23.19 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = \frac{A_v * f_y}{3.5 * b_w} = \frac{2(0.32) \times 4200}{3.5 \times 40} = 19.2 \text{ cm}$$

Se colocan estribos de $\phi 1/4"$ cada 20 cm para facilitar el amado del acero durante la construcción.

Finalmente, se muestra la distribución de la viga chata VCH-01.

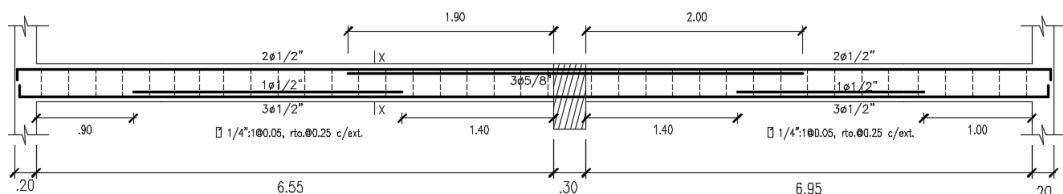


Figura 6.24 Disposición final de acero en la viga chata VCH-01.

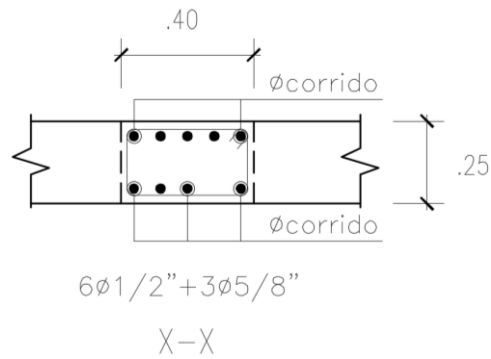


Figura 6.25 Corte de detalle para la colocación de acero en viga chata VCH-01.

6.4.3 Deflexiones y fisuración

Se comprueba que el factor de control indirecto para el ancho de las grietas ($Z=15309.5 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$) en el punto de mayor exigencia de momento (negativo, sobre el apoyo, al centro de la viga) no supere el valor límite señalado para condiciones normales de exposición ($Z=26000 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$).

Se calcula el momento de agrietamiento ($M_{cr}=1.21 \text{ ton} \cdot \text{m}$) y se observa que sí existe fisuración en tres puntos de la viga (dos positivos y un negativo). Por ello, se verifica la deflexión para el mayor momento positivo (centro del tramo 2) obteniendo un valor final (a 5 años de carga diferida) de 0.7cm, el cual resulta menor a la deflexión máxima indicada por la Norma para vigas que cargan elementos no estructurales susceptibles a dañarse por flexión $L/480=1.45 \text{ cm}$. Cabe señalar que los esfuerzos bajo cargas de servicio sin amplificar fueron $f_s=2773 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$ ($66\%f_y$) en el acero y $f_c=125 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$ ($60\%f'_c$) en el concreto.

CAPÍTULO 7: DISEÑO DE COLUMNAS

Una columna se ve sometida mayormente a fuerzas verticales que producen compresión y momentos flectores simultáneamente, por lo que su comportamiento es llamado flexocompresión. Dado que ambos efectos actúan al mismo tiempo en el elemento, sus solicitaciones deben ser satisfechas a la vez, lo cual se comprueba con el uso del diagrama de interacción, el cual describe la resistencia nominal y de diseño de la columna para distintas fuerzas y momentos aplicados.

7.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Un elemento será considerado como columna si la carga axial (P_u) es como mínimo:

$$P_u > 0.1 \times f'_c \times A_g$$

Dado que la columna es un elemento sometido también a flexión, para cada fuerza axial aplicada, habrá un momento flector actuante, y estos dos valores forman un par ordenado, un punto del diagrama. La unión de distintos puntos conforma el diagrama, el cual es necesario para analizar las solicitaciones de carga y momento actuantes en la columna. Los ejes son llamados $\emptyset P_n$ y $\emptyset M_n$ que describen un espacio dentro del cual el diseño es apropiado. Se construye siguiendo las mismas hipótesis para el análisis de una sección a flexión simple, como son estas:

- Secciones planas permanentes.
- Deformación última del concreto igual a 0.003.
- Los esfuerzos en el bloque de compresiones se idealizan como un bloque rectangular equivalente.
- Adherencia entre acero y concreto, y por ello igualdad de deformaciones.
- Se desprecia la resistencia del concreto a tracción.

A continuación, se describen los puntos notables del diagrama:

1. Punto de falla por compresión pura

Este punto representa la aplicación única de fuerza axial en la columna sin la existencia de momento flector alguno. Por ello, debería estar regido únicamente por la ecuación de resistencia a compresión pura:

$$P_n = 0.85 (f_c (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st})$$

Raramente se puede alcanzar esta condición ya sea por defectos de construcción, de desalineamiento vertical del elemento o del refuerzo, por falta de uniformidad en la compactación del concreto, por momentos desequilibrados en los nudos, etc. La Norma establece como límite el 80% de P_n . Para el fin de diseño y con estribos rectangulares, el primer punto es este: $P_n \text{ max} = \phi 0.8 P_n$, con $\phi = 0.7$ (núcleo con estribos)

2. Punto de falla balanceada

Es un punto capaz de ser definido con cálculos exactos y describe el tránsito entre la falla por compresión y la falla por tracción. Si a partir de este punto se incrementa la carga axial, la falla será del concreto por compresión; pero si la carga axial disminuye, la falla será por flexión; es decir, el acero entrará en fluencia antes que el concreto alcance su valor máximo de deformación de 0.003.

Para que este tipo de fallas no se den, la Norma establece un límite de porcentaje de acero por sección transversal de concreto que no debe salir del rango de 1 - 6%. A partir del 4% los planos deben contener detalles específicos de armado en los nudos de encuentro de columna y vigas por la gran cuantía de acero. Se sugiere que no se exceda el 3% pues es una cuantía económicamente viable para la colocación de la armadura.

3. Punto de falla por flexión pura

Este caso se da cuando la carga axial es nula o menor a $0.1 f_c A_g$, lo cual, según lo indicado líneas arriba, es el caso de flexión simple.

4. Punto de falla por tracción pura

Despreciando la resistencia del concreto a tracción se tiene lo siguiente:

$$T_o = A_{st} f_y,$$
$$\phi T_o = 0.9 f_y A_{st}$$

Para el diseño, se asume la cuantía mínima de acero y se procura distribuir las barras simétricamente alrededor del área confinable de la sección, dejando el margen necesario para el recubrimiento (5 o 6 cm).

Tras obtener el diagrama de interacción, se ubican los puntos conformados por las solicitaciones reales de carga axial y momento flector sometidos a las combinaciones de carga de la Norma, incluyendo el sismo. Se debe verificar que todos los puntos solicitados caigan dentro del espacio del diagrama; de no ser así, se tantea una nueva cuantía incrementando el refuerzo.

La tabla 7.1 muestra las cargas últimas para las distintas combinaciones de carga axial y momento flector. La columna fue predimensionada con una sección de 0.30x0.90 m en el capítulo 2, pero tras el análisis de cargas, se observó un aumento importante en la fuerza axial actuante generada por sismo, por lo cual se decide aumentar las medidas a 0.50x0.90 m, al haber verificado previamente que con 0.40x0.90m tampoco se cumplía la demanda. Las combinaciones se hicieron para la dirección más resistente de la columna (X-X), dado que en el otro sentido se comporta como una rótula frente a la transmisión de momentos de las vigas, por la corta distancia de desarrollo para el acero en dirección Y-Y. En la figura 7.1 se muestra la ubicación de la columna en planta.

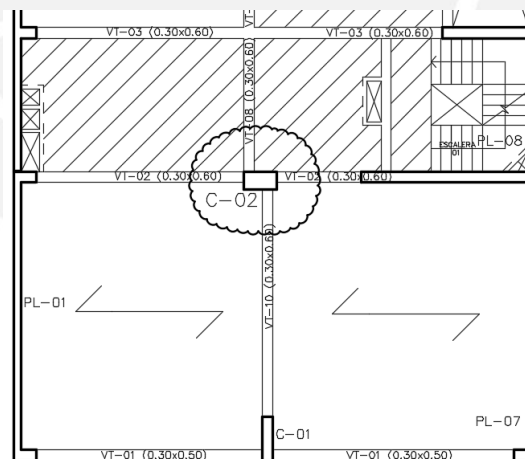


Figura 7.1 Ubicación en planta de la columna C-02.

Tabla 7.1 Combinaciones de cargas en la columna C-02.

Combinación	Pu (Ton)	Mu (Ton.m)
1.4CM+1.7CV	459.2	28.4
1.25(CM+CV)+S	520.6	55.0
1.25(CM+CV)-S	274.6	-5.2
0.9CM+S	366.0	48.1
0.9CM-S	120.0	-12.3

Para el diseño del acero se inició con el tanteo de 1%, el cual se fue modificando dado que los puntos no caían dentro del diagrama de diseño. Se llegó finalmente a una disposición simétrica de 6 barras de 1" y 8 de 3/4", que conforman el siguiente diagrama de interacción que cumple con los puntos de cargas solicitadas últimas mostrados:

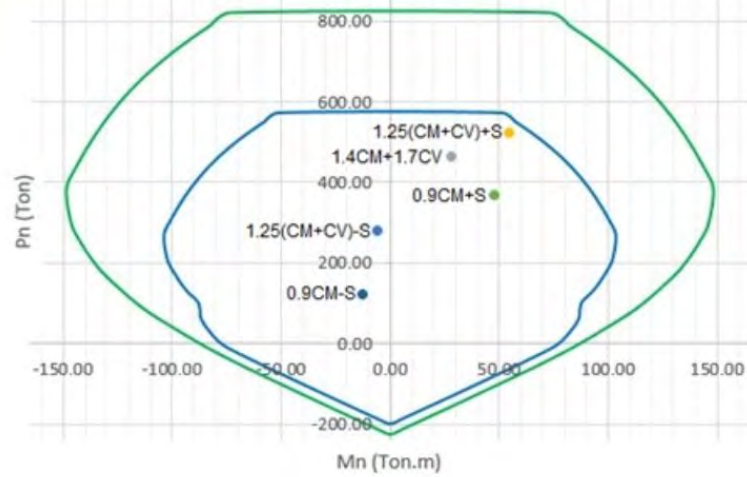


Figura 7.2 Diagrama de interacción de la columna C-02.

El diagrama de mayores valores corresponde a la resistencia nominal, el cual es escalado al diagrama de diseño (más pequeño) multiplicando cada punto por un factor de reducción ϕ que varía de 0.7 – 0.9. El acero asignado tiene una cuantía de 1.19%, cumpliendo con lo indicado por la Norma, y es repartido de la siguiente manera:

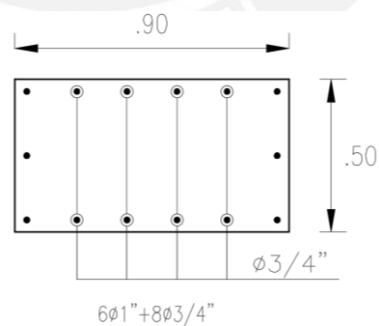


Figura 7.3 Disposición del acero longitudinal en la columna C-02.

7.2 DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

De igual manera que en vigas, se debe cumplir la relación:

$$\phi V_n > V_u$$

Donde:

Vn: resistencia nominal al corte de la sección proporcionada por el concreto (V_c) y el acero (V_s).

Vc: resistencia nominal del concreto al corte $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} (1 + 0.0071 N_u / A_g) b d$

b: ancho de la sección

f'_c : resistencia del concreto para elementos verticales (210 kg/cm²)

d: peralte efectivo de la sección

N_u : carga axial amplificada normal a la sección transversal

A_g : área bruta de la sección

Vs: resistencia nominal del acero al corte $V_s = (A_v f_y d) / s$

A_v : área de acero de estribos que atraviesan el alma

f_y : resistencia a la fluencia del acero

s: espaciamiento de estribos

ϕ : factor de reducción de resistencia, para cortante $\phi = 0.85$

Luego, para la disposición de estribos se deben cumplir ciertas medidas que especifica la norma, que se indican a continuación:

- i. En ambos extremos se deben poner de manera simétrica estribos espaciados "So", en una distancia "Lo", medida desde la cara de los nudos, hacia el interior del elemento.
- ii. El espaciamiento entre estribos "So" no debe ser mayor que el menor de los siguientes valores:
 - a. 8 veces el diámetro de la barra de refuerzo más delgada.
 - b. La mitad de la menor dimensión transversal del elemento.
 - c. 10 cm.
- iii. La longitud de confinamiento "Lo" no debe ser menor que el mayor valor de:
 - a. Luz libre entre 6.
 - b. La mayor dimensión transversal del elemento.
 - c. 500 mm.
- iv. Fuera de la zona de confinamiento, la separación de estribos no debe ser mayor de 30 cm ni la necesaria para resistir fuerzas cortantes últimas.
- v. Los estribos en los nudos no deben tener una separación mayor a 15 cm.

Asimismo, dado que las columnas del edificio forman parte de pórticos resistentes a fuerzas sísmicas, la fuerza cortante no debe ser menor a:

- a) La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales en ambos extremos de la columna y la fuerza cortante amplificada para cargas de gravedad isostáticas. Los momentos nominales están relacionados a la fuerza axial P_u con la que se obtenga el máximo M_n posible. Esto se halla con la ayuda del diagrama de interacción.
- b) El cortante último más grande que se obtiene de las combinaciones de carga, con un factor de amplificación de 2.5 para los efectos sísmicos.

Para el diseño por cortante es necesario hallar la fuerza cortante última. Esta será hallada por capacidad de la sección y será la menor de los dos valores mencionados líneas arriba

- a) $V_u = (M_{n1} + M_{n2}) / luz + 1.25 (V_m + V_v)$
 $V_u = (138.5 + 138.5) / 4 + 1.25 (0.15 + 0.137)$
 $V_u = 69.61 \text{ Ton.m}$
- b) $V_u = 1.25 (V_m + V_v) + 2.5 (V_s)$
 $V_u = 1.25 (.15 + .137) + 2.5 (10.56)$
 $V_u = 26.76 \text{ Ton.m}$

Como el menor es $V_u = 26.76 \text{ Ton.m}$, se diseña para esa fuerza cortante.

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} (1 + 0.0071 N_u / A_g) b d$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{210} (1 + 0.806) (50) (90)$$

$$\phi V_c = 49.52 \text{ ton}$$

Al ser $\phi V_c > V_u$, se concluye que no se necesitan estribos más que los mínimos. Para el confinamiento se tiene:

- i. So no mayor que el menor valor de:
 - a. $8 \times 2.54 = 20.32 \text{ cm}$
 - b. $0.5 \times 50 = 25 \text{ cm}$
 - c. 10 cm
- ii. Lo no menor que el mayor de valor de:
 - a. $400/6 = 66.7 \text{ cm}$
 - b. 90 cm
 - c. 50 cm

- iii. Para el confinamiento fuera de Lo, se cumple con el punto 21.4.5.4 de la Norma E 060 de Concreto Armado.

Finalmente, el armado de los estribos será: 3 □ +1 C Ø 3/8": 9 @ 0.10, resto @ 0.20 m. A continuación, se muestra la distribución del acero en el elemento.

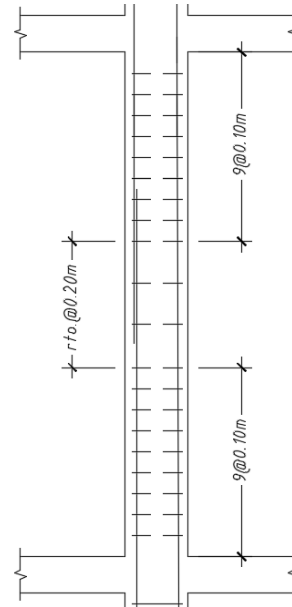


Figura 7.4 Distribución final de estribos en la columna C-02.

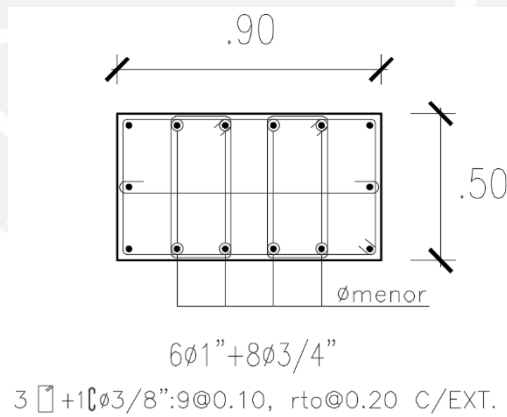


Figura 7.5 Disposición final en planta del acero en la columna C-02.

CAPÍTULO 8: DISEÑO DE PLACAS

Las placas son elementos encargados de soportar cargas verticales provenientes del peso de la estructura (vigas, losas, etc.) y las cargas horizontales provenientes de las sollicitaciones sísmicas. También llamados muros de corte, son elementos que se utilizan en edificaciones con el fin de evitar desplazamientos excesivos y grandes derivas de entrepiso. Deben ser diseñados por flexocompresión y cortante.

8.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Al igual que las columnas, se debe desarrollar un diagrama de interacción donde se compruebe que ninguna de las combinaciones de carga (M_u , P_u) esté ubicada fuera de la curva de puntos nominales. Sin embargo, los muros de corte se diferencian de las columnas debido a la presencia de los elementos de borde y el refuerzo repartido en el alma.

Para la determinación del área de acero en los bordes se puede realizar una aproximación inicial al asumir que el peralte efectivo es el 80% del largo de la placa. Por ello, se utiliza la siguiente fórmula:

$$M_u = \Phi A_s f_y (0.8L)$$

Donde.

M_u : Momento de diseño

Φ : Factor de reducción

A_s : Área de refuerzo requerido

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero

L : Longitud total del muro

Asimismo, la norma de concreto armado exige que los elementos de borde sean confinados cuando el eje neutro no exceda la siguiente expresión:

$$c \geq \frac{l_m}{600 \left(\frac{\delta_u}{h_m} \right)}$$

Donde.

c : Profundidad del eje neutro

l_m : Longitud total del muro

h_m : Altura total del muro

δ_u : Desplazamiento de diseño en el nivel más alto del muro, $\delta_u/h_m > 0.005$

El cálculo del valor “c” debe determinarse tomando en cuenta la carga axial última y su correspondiente momento flector último, cuyos valores son obtenidos de las combinaciones de carga. En caso se requiera confinar los elementos de borde, el refuerzo debe extenderse una distancia no menor a l_m ni $0.25M_u/V_u$ como se muestra en la figura 8.1.

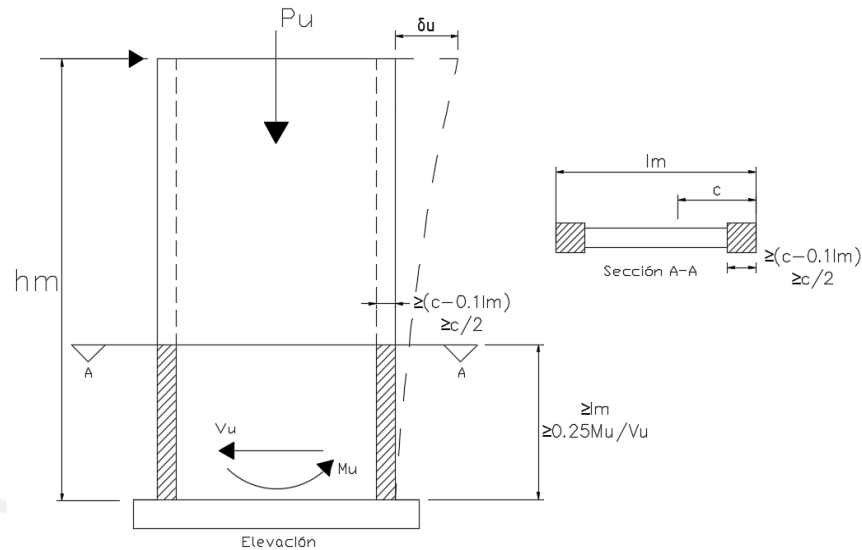


Figura 8.1 Condiciones de confinamiento para elementos de borde en muros.

Adicionalmente, se debe cumplir las siguientes condiciones:

- La longitud del elemento de borde en la dirección de análisis no debe ser menor que el mayor valor entre $(c - 0.1 l_m)$ y $c/2$.
- En caso la placa presente alas en los extremos, los bordes confinados deben incluir el ancho efectivo del ala y extenderse una distancia no menor a 30 cm.
- El espaciamiento de los estribos no debe ser mayor a los siguientes valores:
 - Diez veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
 - La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde
 - 25 cm

Como ejemplo se va a mostrar el diseño de la placa PL-06 ubicada en el eje 7, cuyo largo es de 2.20 m y ancho de 0.30 m. En la figura 8.2 se muestra la

ubicación del elemento mencionado y en la tabla 8.1, las solicitaciones de carga de gravedad y sismo.

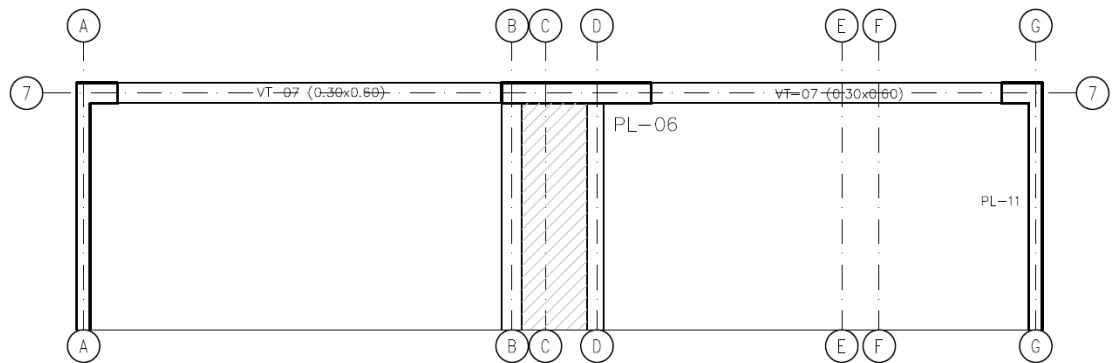


Figura 8.2 Ubicación en planta de la placa PL-06.

Tabla 8.1 Combinaciones de cargas en la placa PL-06.

Combinación	Vu (Ton)	Pu (Ton)	Mu (Ton.m)
1.4CM+1.7CV	0.65	297.9	28.3
1.25(CM+CV)+S	42.14	266.3	251.9
1.25(CM+CV)-S	-41.06	250.3	-203.9
0.9CM+S	41.87	168.1	240.9
0.9CM-S	-41.33	152.1	-214.8

Se procede a calcular una primera aproximación del refuerzo en los núcleos confinados con la expresión antes mencionada:

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 * f_y * d} = \frac{251.93 * 10^5}{0.9 * 4200 * 176} = 37.87 \text{ cm}^2$$

Como esta cantidad de acero resulta ser alta para la sección del elemento, se va a empezar a realizar el diagrama de interacción del muro con 6 varillas de 5/8" en cada núcleo a los extremos con una longitud de 35 cm como se aprecia en la figura 8.3.

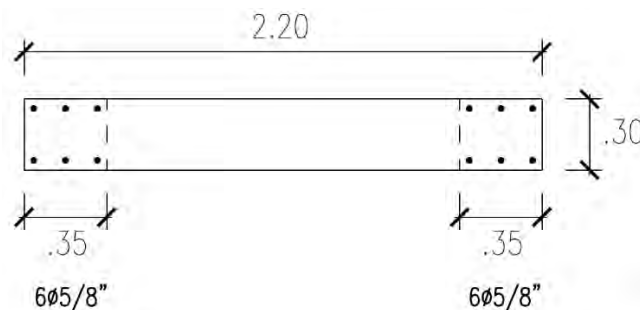


Figura 8.3 Disposición preliminar del refuerzo en los núcleos.

A partir del refuerzo mencionado se obtiene el diagrama interacción mostrado en la siguiente figura.

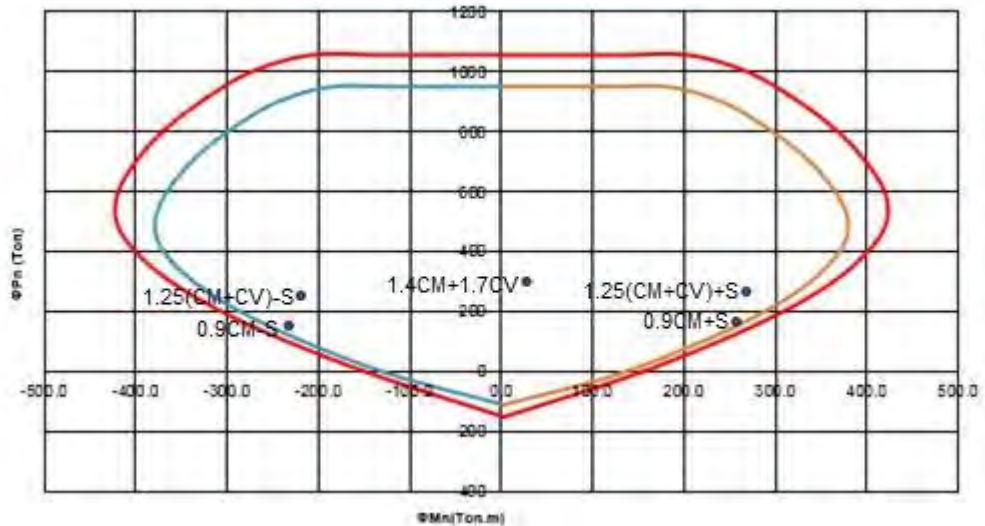


Figura 8.4 Diagrama interacción de la placa PL-06.

En el diagrama se observa que los cinco puntos de las combinaciones se encuentran dentro de la curva, lo que indica que el diseño cumple con los requisitos necesarios para soportar las cargas de gravedad y sísmicas actuantes.

$$c \geq \frac{I_m}{600 \left(\frac{\delta u}{h m} \right)} = \frac{220}{600 (0.005)} = 73.33 \text{ cm}$$

El eje neutro obtenido para las cargas últimas $P_u = 266.3$ ton y $M_u = 251.9$ ton es 71.7 cm. Por lo tanto, no se necesita confinar los elementos de borde.

8.2 DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

Este diseño se basa en que el elemento no desarrolle una falla frágil e inmediata. Por esto se debe garantizar que los muros de corte presenten una falla dúctil. Para lograr esto se debe amplificar la fuerza cortante última a la que está sometida la placa, teniendo en cuenta las siguientes expresiones:

$$V_u \leq \Phi V_n, \quad V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} t d$$

$$V_n \leq 2.6 \sqrt{f'_c} t d$$

Donde.

t: espesor del elemento

d: peralte efectivo del elemento

El valor de V_u a utilizar es la fuerza cortante última obtenida del análisis amplificado, multiplicado por el cociente del momento nominal de la sección asociada a P_u (M_{ur}) y el momento último proveniente del análisis (M_{ua}):

$$V_u = V_{ua} * \frac{M_{ur}}{M_{ua}}$$

Cabe mencionar que el valor de la resultante entre M_{ur} y M_{ua} no debe ser menor que $1/\Phi$ ni mayor que R , debido a que se estaría realizando un diseño para un valor de cortante V_u elástico.

Además, el cálculo del refuerzo horizontal y vertical depende de las siguientes condiciones:

- Si V_u es menor a $\Phi V_c/2$, el refuerzo distribuido debe ser el siguiente:
 - La cuantía del refuerzo horizontal no debe ser menor a 0.002.
 - La cuantía del refuerzo vertical no debe ser menor a 0.0015.
 - El espaciamiento del refuerzo horizontal y vertical en el muro no debe ser mayor a tres veces el espesor del elemento ni 40 cm.
- Si V_u es mayor a $\Phi V_c/2$, el refuerzo distribuido se obtiene de la siguiente manera:
 - La resistencia V_s debe determinarse con la expresión $V_s = A_{cw} \rho_h f_y$, donde ρ_h es la cuantía del refuerzo horizontal para un espaciamiento s . Esta fórmula se puede expresar de la siguiente forma:

$$\rho_h = \frac{V_u - \phi V_c}{A_{cw} f_y}$$

- La cuantía del refuerzo horizontal no debe ser menor a 0.0025 y el espaciamiento no debe ser mayor a tres veces el espesor del elemento ni 40 cm.
- La cuantía del refuerzo vertical ρ_v debe determinarse mediante la siguiente expresión:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

A continuación se va a realizar el diseño por fuerza cortante para la placa analizada PL-06. De las combinaciones de carga apreciadas en la tabla 8.1 se

puede extraer que los siguientes datos: $V_{ua} = 42.14$ ton y $M_{ua} = 251.93$ ton.m, mientras que del diagrama interaccion se obtiene que $M_n = 360.26$ ton.m. Con estos valores se realizan los cálculos para determinar los refuerzos horizontal y vertical en el muro:

$$\frac{M_n}{M_{ua}} = \frac{360.26}{251.93} = 1.43 < R = 6, \quad V_u = 42.14 * 1.43 = 60.26 \text{ Ton}$$

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * t * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * (0.8 * 220) * \frac{1 \text{ Ton}}{1000 \text{ kg}}$$

$$\Phi V_c = 34.47 \text{ Ton} \rightarrow V_u \geq \Phi V_c / 2$$

Como se observa, se debe realizar el diseño para la condición que V_u es mayor a $\Phi V_c / 2$, por lo que se desarrolla lo siguiente:

$$\rho_h = \frac{V_u - \Phi V_c}{A_c w f_y} = \frac{60.26 - 34.47}{30 * (0.8 * 220) * 4200} * \frac{1000 \text{ kg}}{1 \text{ Ton}} = 0.0012$$

Dado que la cuantía del refuerzo horizontal resulta ser baja, se va a utilizar el valor mínimo mencionado de 0.0025. Asimismo, el valor mínimo para la cuantía vertical también debe ser de 0.0025. Para la distribución del refuerzo a lo largo del alma se va a emplear varillas de 3/8" @ 20 cm para obtener la cuantía mencionada.

$$\Phi V_s = 0.85 * 30 * 220 * 0.0025 * 4200 * \frac{1 \text{ Ton}}{1000 \text{ kg}} = 58.91 \text{ Ton}$$

$$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s = 34.47 + 58.91 = 93.38 \text{ Ton} \rightarrow V_n = 109.86 \text{ Ton}$$

$$V_n \leq 2.6 \sqrt{f'_c} t d = 2.6 * \sqrt{210} * 30 * (0.8 * 220) * \frac{1 \text{ Ton}}{1000 \text{ kg}} = 198.94 \text{ Ton}$$

Se comprueba que: $V_n \leq 2.6 \sqrt{f'_c} t d$

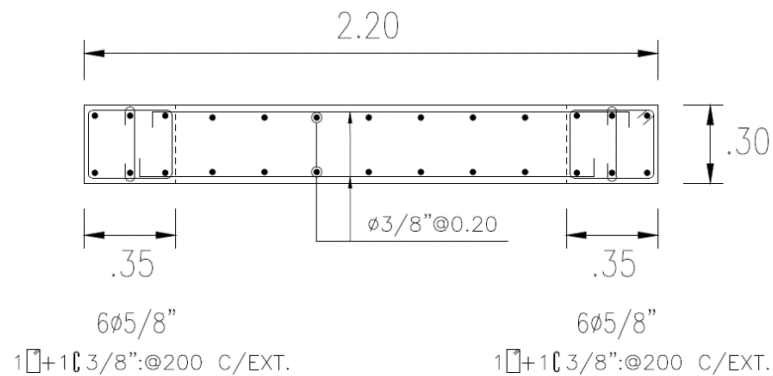


Figura 8.5 Disposición final del refuerzo en la placa PL-06.

CAPÍTULO 9: DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

La cimentación de un edificio tiene como función transmitir los esfuerzos al suelo en un área que los reparta de tal manera que no superen la resistencia admisible del terreno. De suceder, generaría a asentamientos imprevistos que podrían dañar la estructura internamente. Se determina la resistencia a compresión del suelo como 4kg/cm^2 , indicada capítulos atrás.

Entre los tipos de cimentación se encuentran las zapatas aisladas, combinadas, conectadas, cimientos corridos y plateas de cimentación. Según sea el caso y la magnitud de la carga y el momento que cada elemento lleva a su base, se determinará el uso del elemento para que no se produzcan volteos. Se procura que la carga aplicada se sitúe en el centro de la zapata, de modo que crezcan distancias semejantes en cada sentido. Cuando ya no es posible admitir los momentos aumentando la sección de la zapata, se hace uso de la combinación de dos o más zapatas, o de una viga de cimentación que tome el momento de la zapata excéntrica. También hay casos especiales en los que se hace uso de un “muerto” para equilibrar el momento por medio de un peso muerto dispuesto a unos metros de la zapata y conectado con una viga de cimentación.

Para el caso del hotel, la profundidad de cimentación es de 1.50 m. como mínimo. Para las columnas C-01, C-02 y C-03 y placas PL-05 y PL-06; separadas del juego de placas perimetrales a los lados de la planta, se les asignará zapatas aisladas. Los elementos verticales restantes cuentan con cimientos corridos. Para el ejemplo se mostrará el diseño de la zapata aislada de la columna C-02. A continuación se muestra su ubicación en planta.

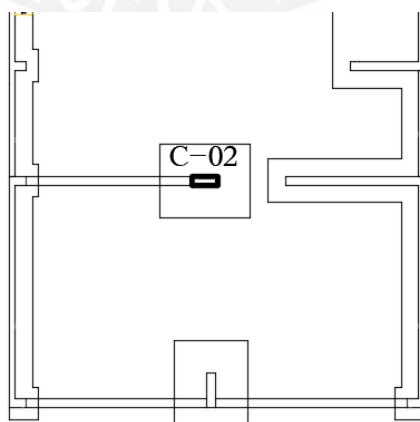


Figura 9.1 Ubicación en planta de la columna C-02.

9.1 ZAPATA AISLADA

Se muestra las cargas y momentos actuantes que llegan a la base de la columna C-02.

Tabla 9.1 Cargas y momentos actuantes en la base de la columna C-02.

	P (Ton)	Mx (Ton.m)	My (Ton.m)
Carga Muerta (CM)	270	20	20
Carga Viva (CV)	48	0	0
Sismo X-X (Sx)	114	28	0
Sismo Y-Y (Sy)	123	30	0

9.1.1 Dimensionamiento

Para obtener el área aproximada que necesita la zapata, de modo que no exceda la resistencia del suelo, se consideran las cargas muerta, viva y se le agrega el peso propio (P_p), que será un porcentaje de la carga $P = P_m + P_v$ dependiendo del tipo de suelo:

Para suelo bueno (4 kg/cm^2) $\rightarrow P_p = 5\% P$

Luego se obtiene el área de la zapata mediante la fórmula:

$$\sigma > (P_m + P_v) + P_p / \text{Área}$$

Las dimensiones de la zapata serán denominadas B y L, siendo L siempre la longitud mayor. Se procura que estas dimensiones mantengan la diferencia que tienen las longitudes de la columna que llega a ella.

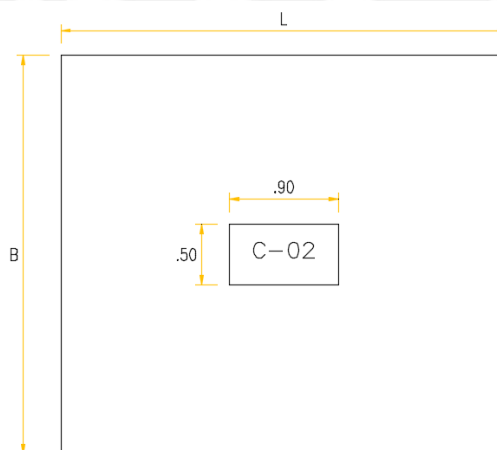


Figura 9.2 Dimensiones teóricas de la zapata aislada.

Es decir que $L - B = 0.90 - 0.50 \text{ m}$, por lo que $L = B + 0.40 \text{ m}$, siendo el Área $= B * (B + 0.40) \text{ m}$.

Se puede dimensionar la sección para el caso más crítico, incluyendo sismo y momentos flectores en el sentido más crítico, que es la dirección X-X. Dado que la diferencia entre las dimensiones de la columna es de 0.40 m, las secciones de la zapata serán B y $L = B + 0.40$ m., con $\text{Área} = B(B + 0.40)$.

$$1.2 \times 40 > \frac{(270 + 48)1.05 + 114}{B(B + 0.4)} \pm \frac{6(28 + 20)}{B(B + 0.4)^2}$$

Se obtiene $B = 3.13$ m, teniendo volados de $a = 1.35$ m, pero para tener volados en números múltiplos de 10 por simplicidad constructiva, se le asignará al volado $a = 1.40$ m, quedando $B = 3.30$ m y $L = 3.70$ m.

9.1.2 Verificación por punzonamiento

La falla por punzonamiento es más probable de ocurrir ante cargas elevadas de columnas esbeltas. Es más fácil de entender el fenómeno idealizando la zapata de forma invertida, como si fuera una losa sin vigas sobre una columna y sostenida solo por ella.

Generalmente la falla se analiza a $d/2$ de la cara de la columna, siendo "d" el peralte efectivo de la zapata para un recubrimiento de 10 cm. Para este y los siguientes análisis es necesario calcular el esfuerzo último σ_{ult} para las combinaciones de carga última divididas entre el área dimensionada.

Se calcula el punzonamiento dentro del área que limita la distancia de $d/2$ al lado de cada cara de la columna, como se muestra a continuación:

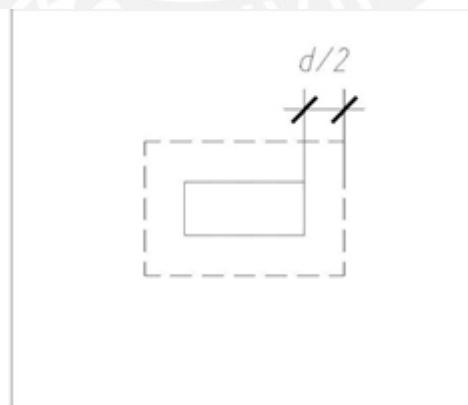


Figura 9.3 Área teórica de punzonamiento en la zapata aislada.

Se debe cumplir la relación $\phi V_n > V_u$, donde:

V_n : resistencia por el peralte del concreto $V_n = 1.12 \sqrt{f'_c} b d$

b : perímetro de la zona de punzonamiento ($b = 2 \cdot (0.5 + d + 0.9 + d)$)

f'_c : resistencia nominal del concreto (210 kg/cm^2)

V_u : sollicitación actuante a $d/2$ de la cara de la columna, $V_u = \sigma_u (A + A_o)$

A : área total de la zapata

A_o : área de punzonamiento = $(0.5 + d) \cdot (0.9 + d)$

ϕ : factor de reducción = 0.85

Tras igualar estas ecuaciones se obtiene el peralte efectivo “ d ”, que cumplirá con el punzonamiento.

Para esto, se ha calculado el esfuerzo último por las combinaciones de cargas, siendo $\sigma_u = 46.04 \text{ ton/m}^2$.

Se comparan las ecuaciones de ϕV_n y V_u para hallar un peralte “ d ” que cumpla con la desigualdad. Se tiene lo siguiente:

$$\phi V_n = \phi 1.12 (\sqrt{210}) \times 2 (50 + d + 90 + d) d$$

$$V_u = 4.604 (89100 - (50 + d) (90 + d))$$

Se obtiene de la comparación $d = 65 \text{ cm}$ (redondeado a 5cm), entonces la altura de la zapata será $H = 75 \text{ cm}$.

9.1.3 Diseño por fuerza cortante

Con el peralte “ d ” predefinido, se verifica la fuerza cortante haciendo que cumpla la relación $\phi V_n > V_u$ a una distancia “ d ” de la cara de la columna, como se muestra en la figura 9.4.

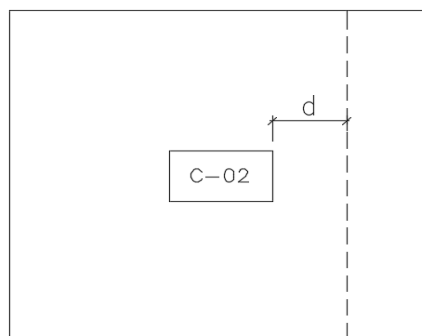


Figura 9.4 Zona teórica de verificación por fuerza cortante de la zapata aislada.

Donde:

V_n : resistencia nominal a fuerza cortante = $0.53 \sqrt{f'_c} b d$

b : ancho del elemento o 1 m tributario

V_u : fuerza cortante a "d" de la cara = $\sigma_u (X) (L)$

X : distancia entre el borde de la zapata y la cara de la columna, menos "d"

L : ancho del elemento o 1 m tributario

ϕ : factor de reducción = 0.85

De verificarse la relación, se continúa con el diseño a flexión, de no ser así, se incrementa el peralte efectivo hasta que cumpla.

Se verifica que se cumpla la relación $\phi V_n > V_u$, entonces:

$$\phi V_n = \phi 0.53 \times (\sqrt{210}) \times 65 \times 270$$

$$\phi V_n = 11\,4600 \text{ kg}$$

$$V_u = 4.604 (65 \text{ cm}) (270 \text{ cm})$$

$$V_u = 80\,800 \text{ kg}$$

Entonces se verifica que $\phi V_n > V_u$ y el peralte $H=75$ cm es suficiente para cumplir las sollicitaciones de punzonamiento y fuerza cortante.

9.1.4 Diseño por flexión

El diseño por flexión se realiza con el fin de determinar la cuantía de acero para los volados de la zapata y que estos soporten los momentos flectores que se producirán por la aplicación de la carga contra el suelo. El momento se calcula desde la cara de la columna hasta el borde de la zapata mediante la ecuación:

$$M_u = \sigma_u X^2 / 2$$

Se halla el momento flector para cualquiera de las dos direcciones dado que los volados son similares:

$$M = \sigma_u X^2 / 2 = 46.04 \times (1.4^2) / 2 = 45.12 \text{ Ton.m}$$

Lo cual para una sección de $d = 0.60 \text{ m} \times b = 1.00 \text{ m}$ tributario resulta en un acero igual a $A_s = 19.02 \text{ cm}^2$, el cual será dispuesto en varillas de $3/4''$ cada 15 cm en ambos sentidos.

Finalmente, la configuración de la zapata se muestra en la figura 9.5.

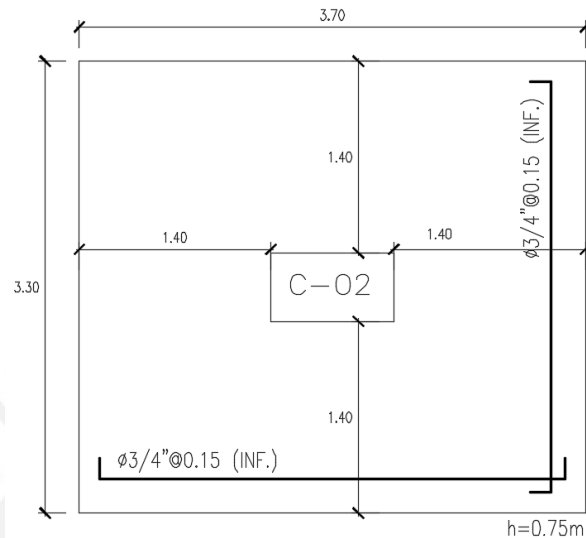


Figura 9.5 Disposición final de acero en zapata aislada.

9.2 ZAPATA CONECTADA

Las placas perimetrales generan excentricidad en la distribución de cargas de las zapatas que las soportan, presiones que pueden superar la capacidad admisible del suelo, por lo cual se necesitan vigas de cimentación que absorban los momentos causados por dicha excentricidad y las conecten con elementos en el interior del terreno que contrarreste este efecto.

El siguiente cuadro muestra las cargas verticales de las placas PL-01, PL-02 y PL-03 para el dimensionamiento del ancho de la zapata corrida. Como se indicó líneas arriba, solo se toma en cuenta la carga axial, ya que el momento de la excentricidad lo tomará la viga de cimentación.

Tabla 9.2 Fuerzas axiales en la base de las placas PL-01,02,03.

	Cargas axiales (Ton)	
	CM	CV
Placa PL-01	260	38
Placa PL-02	70	8
Placa PL-03	175	27
Total	505	73

La zapata es dimensionada solo por la suma de cargas verticales divididas entre la capacidad del suelo, considerando una distribución uniforme. Como los muros perimetrales son de gran longitud en uno de sus sentidos, basta con definir el ancho transversal “b + x” que tendrá la zapata para que no supere la presión admisible del terreno. Se debe cumplir la siguiente ecuación:

$$\sigma_{adm} \geq \frac{P_{cm} + P_{cv}}{(l + 2x)(b + x)}$$

Donde:

σ_{adm} : presión admisible del suelo

P_{cm} , P_{cv} : cargas axiales verticales muerta y viva, respectivamente

l : longitud del muro

b : ancho del muro

x : volado de la zapata

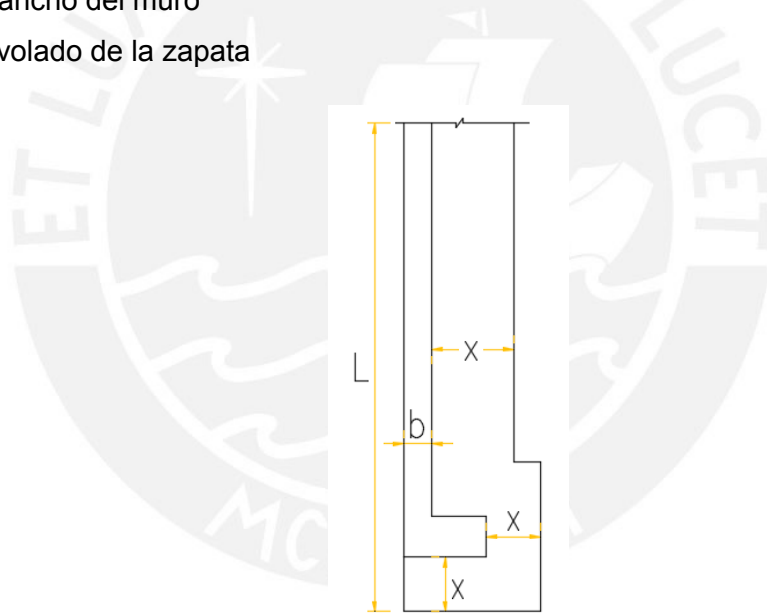


Figura 9.6 Longitudes de volado para cimiento corrido.

Se mostrará como ejemplo el diseño de la zapata conectada en la cual se apoyan las placas perimetrales PL-01, PL-02 y PL-03, así como de la viga de cimentación VC-03 que la conectará con la zapata de la placa PL-05. Se muestra en la figura 9.8 la ubicación de dichas placas.

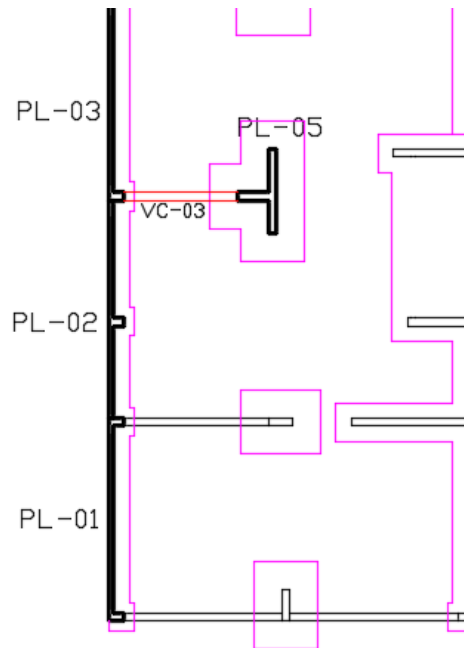


Figura 9.7 Ubicación en planta de placas PL-01,02,03,05 y viga VC-03.

De las dimensiones de la zapata se vuela el ancho “x” necesario para que las cargas muerta y viva (en servicio) no excedan la resistencia del suelo. Siendo $l = 24.20$ m y $b = 0.20$ m:

$$\sigma_{adm} \geq \frac{P_{cm} + P_{cv}}{(l + x)(b + x)}$$

$$40 \geq \frac{505 + 73}{(24.2 + x)(0.20 + x)}$$

$$x \geq 0.40 \text{ m}$$

Dado que el volado “x” necesario resulta muy pequeño, se le asignará un ancho total de 0.80 m para que los fierros transversales puedan desarrollar su longitud de anclaje.

9.3 VIGA DE CIMENTACIÓN

Para la viga de cimentación, se idealiza como simplemente apoyada en un extremo y con volado en el extremo que lleva la excentricidad, aplicándole la carga axial del muro o columna que carga al final del volado, lo cual genera el momento que soportará la viga de cimentación. En la figura 9.7 se muestra la idealización del elemento.

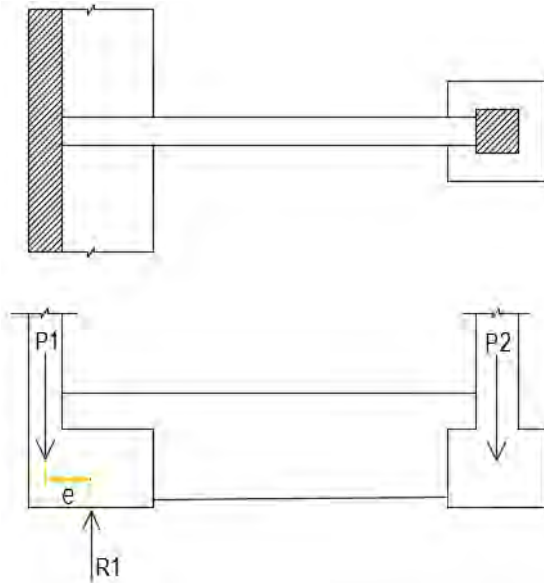


Figura 9.8 Idealización para análisis de cargas en la viga de cimentación VC-03.

La carga axial excéntrica (346.7 ton) equivale a la suma tributaria de la placa PL-03 y la mitad de la placa PL-02, amplificadas por la primera combinación 1.4CM+1.7CV. La carga sobre el apoyo (617 Ton) también resulta de la misma combinación de cargas de gravedad amplificadas en la placa PL-05.

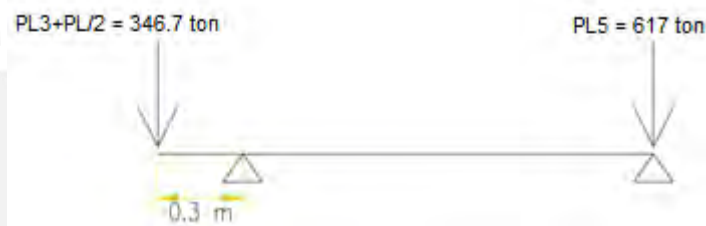


Figura 9.9 Cargas sobre la viga de cimentación VC-03.

Dada la gran longitud de los muros perimetrales y la cimentación, el corte y el punzonamiento no son considerados para estos casos.

9.3.1 Diseño por flexión

Los diagramas de fuerza interna por cargas últimas obtenidos son los siguientes:

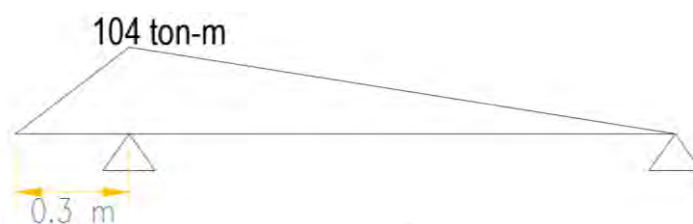


Figura 9.10 Diagrama de momentos flectores en viga de cimentación VC-03.

Para el momento generado por la carga axial y la excentricidad de la cimentación, se calcula el área de acero necesaria según las dimensiones asumidas de la viga. Para el caso de la VC-03 se le ha asignado un ancho de 30 cm y un peralte de 1.10 m. Con estas dimensiones resulta necesaria un área de $A_s=29.8 \text{ cm}^2$, que repartido en varillas de 1" equivalen a 6 varillas.

9.3.2 Diseño por fuerza cortante

La fuerza cortante en el desarrollo de la viga se obtiene mediante equilibrio de fuerzas y momentos según el esquema de la figura 9.11, cuyo valor es $V_u = 19.3 \text{ Ton}$. Se verifica que se cumpla la relación $\phi V_c > V_u$.



Figura 9.11 Diagrama de fuerzas cortantes en viga de cimentación VC-03 (Ton)

Entonces:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \times \sqrt{210} \times 0.30 \times 1.04 \times 10$$

$$\phi V_c = 20.4 \text{ Ton}$$

$$V_u = 19.3 \text{ Ton}$$

La fuerza cortante resulta ser menor a la proporcionada por la sección de concreto, por lo que se colocarán estribos mínimos: 3 \square $\phi 3/8$ " : 1@0.05, resto @ 0.15 desde cada extremo. A continuación, se muestra la distribución del acero en la viga de cimentación:

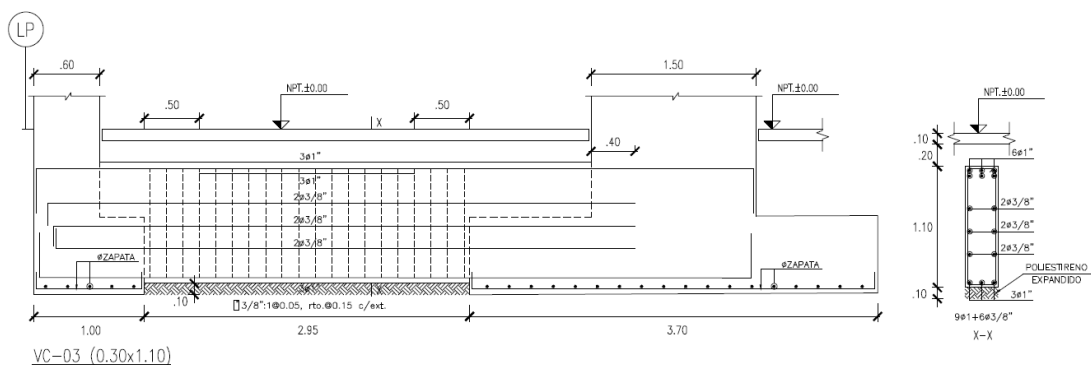


Figura 9.12 Vista en elevación de la viga de cimentación VC-03.

CAPÍTULO 10: DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS

10.1 ESCALERAS

Para el diseño de la escalera se asume un modelo lineal en un solo sentido y simplemente apoyado en ambos extremos, sea cual sea su apoyo (losa, viga o descanso). Se consideran únicamente cargas de gravedad, las cuales son especificadas en el capítulo de Metrado de Cargas. La garganta es de 15 cm, los pasos, de 17 cm y el contrapaso, de 28 cm; valores fijados respetando los límites que indica la Norma y son explicados en el capítulo 2. Se idealiza el tramo 2 de la escalera 01 como una viga de 1.25 m de ancho y el modelo con sus cargas últimas según la combinación 1.4 CM + 1.7 CV como se aprecia en la figura 4.11 del capítulo de Análisis por Cargas de Gravedad. En la figura 10.1 se muestra la idealización del tramo analizado de la escalera.

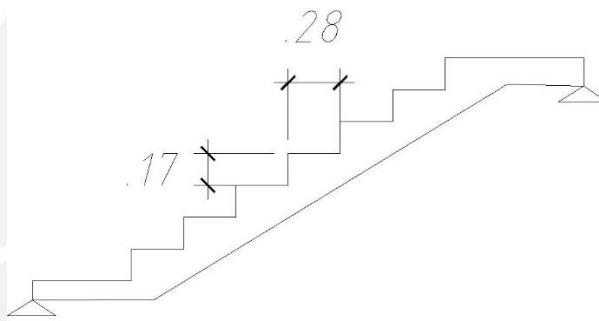


Figura 10.1 Dimensiones de la escalera.

10.1.1 Diseño de la escalera

La escalera ha sido modelada con la ayuda del programa SAP2000 como un elemento plano y lineal sometido a las solicitaciones ya mostradas, por lo cual resultan los diagramas de fuerza cortante y momento flector para cargas últimas mostrados en el capítulo de Análisis por Cargas de Gravedad (figuras 4.12 y 4.13).

$$M_u = 2.00 \text{ Ton.m} \rightarrow A_s = 3.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \times 0.15 \times 100 = 2.70 \text{ cm}^2$$

Como se puede observar, el acero calculado es mayor al acero mínimo, por lo que se van a colocar $\varnothing 3/8$ " cada 0.20 m inferior y superior.

Finalmente la escalera se distribuye de la siguiente manera:

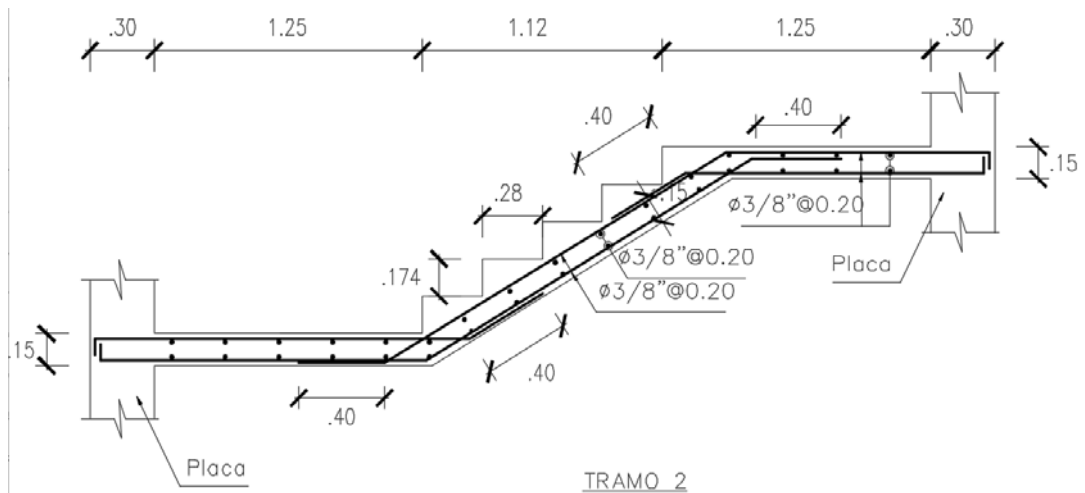


Figura 10.2 Disposición final del acero en el segundo tramo de la escalera 01.

10.2 CISTERNA

El diseño de una cisterna se desarrolla en tres partes: diseño del techo, las paredes y el piso. En este elemento se ven involucradas cargas de presión de agua, empuje del terreno y cargas de gravedad provenientes del peso del elemento. Sin embargo, la superposición de todas éstas no ocasiona la mayor sollicitación que puede tener la cisterna ya que cuando ésta se encuentra vacía no existe alguna carga que contrarreste el empuje de la tierra, así que en el diseño por flexión se considerará que la cisterna está sin agua.

10.2.1 Diseño de la losa del techo de la cisterna

Como se determinó en el capítulo 2, el techo tiene un espesor de 20 cm y se ha idealizado como una losa en dos direcciones que se encuentra apoyada en sus cuatro lados para que sea diseñada por flexión. Del metrado realizado en el capítulo 3, se tiene lo siguiente:

$$CM = 0.58 \text{ Ton/m}^2, \quad CV = 0.20 \text{ Ton/m}^2$$

$$Wu_{cm} = 1.4 \times 0.58 = 0.81 \text{ Ton/m}^2, \quad Wu_{cv} = 1.7 \times 0.20 = 0.34 \text{ Ton/m}^2$$

Al igual que el diseño de losas macizas, se ha empleado las tablas del capítulo 13 de la Norma E.060 para calcular los momentos últimos actuantes en la losa. Se sabe que los lados miden 6.15 m y 6.30 m, así que el cociente $m = A/B = 6.15/6.30 = 0.976$. A continuación, se muestran los resultados del diseño.

Tabla 10.1 Resultados del diseño por flexión de la losa de techo de la cisterna.

		A (m)	6.15		
		B (m)	6.30		
		d (cm)	17		
		Wu (Ton/m ²)	1.15		
		Wud (Ton/m ²)	0.81		
		Wul (Ton/m ²)	0.34		
Momento negativo	Por carga ultima	Ca	0	Ma ⁻ (Ton.m)	0.00
		Cb	0	Mb ⁻ (Ton.m)	0.00
Momento positivo	Por carga muerta	Ca	0.038	Ma ⁺ (Ton.m)	1.16
		Cb	0.035	Mb ⁺ (Ton.m)	1.13
	Por carga viva	Ca	0.038	Ma ⁺ (Ton.m)	0.49
		Cb	0.035	Mb ⁺ (Ton.m)	0.47

Después de haber calculado los momentos flectores positivos se suman para poder determinar el área de acero necesaria. Al igual que en el capítulo de losas, se debe verificar que el acero colocado sea mayor al acero mínimo.

Tabla 10.2 Resumen del cálculo de acero en la losa de techo de la cisterna.

Ma⁺ (Ton.m)	1.65	As calculado (cm²)	2.62	As colocado (cm²)	Ø3/8"@20cm
Mb⁺ (Ton.m)	1.60	As calculado (cm²)	2.53	As colocado (cm²)	Ø3/8"@20cm

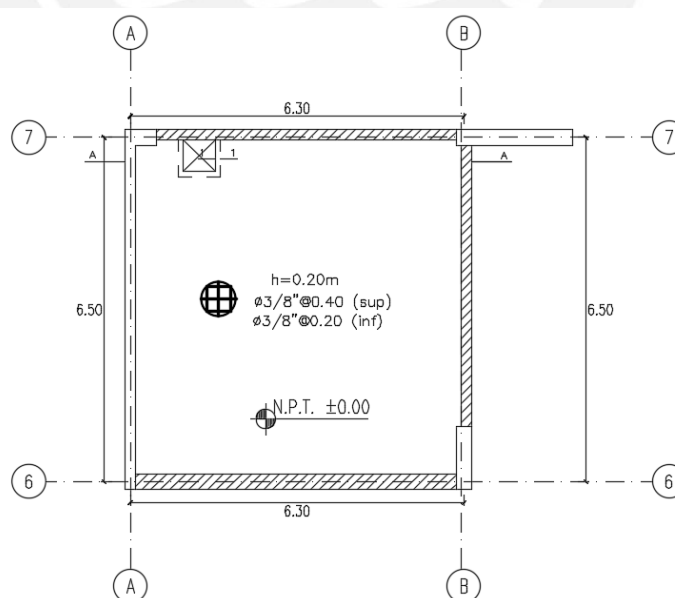


Figura 10.3 Disposición del acero en la losa de techo de la cisterna.

10.2.2 Diseño de las paredes de la cisterna

En esta etapa se diseña considerando solo el aporte de la presión del suelo debido a que se trata de la sollicitación más crítica, así que se considerarán las cargas obtenidas del metrado realizado en el capítulo 3. Cabe señalar que el espesor de las paredes es de 20 cm.

$$W_{empuje} = 0.3 \times 2.00 \times 1.80 = 1.08 \text{ Ton/m (carga triangular)}$$

$$W_{s/c} = 0.06 \text{ Ton/m (carga uniforme)}$$

$$M_u = 1.39 \text{ Ton.m} \rightarrow A_s = 2.20 \text{ cm}^2 (\text{Ø } 3/8" @ 25 \text{ cm})$$

De acuerdo al ACI 350, se debe verificar que la cantidad de acero calculada no sea menor a la cuantía mínima de acero ($0.003 b h$) para estructuras en contacto con agua (referencia 7). Debe mencionarse que esta cuantía también es la suma de las dos capas colocadas en el muro de concreto:

$$A_{s \text{ min}} = 0.003bh = 0.003 \times 100 \times 20 = 6.0 \text{ cm}^2$$

Si se colocan dos capas de $3/8" @ 25\text{cm}$ de acuerdo a lo calculado, no se obtiene una cantidad de acero (5.68 cm^2) mayor al $A_{s \text{ min}}$, por lo que se colocan dos capas de $3/8" @ 20\text{cm}$ (7.1 cm^2) en las paredes. En la figura 10.4 se muestra la distribución del acero.

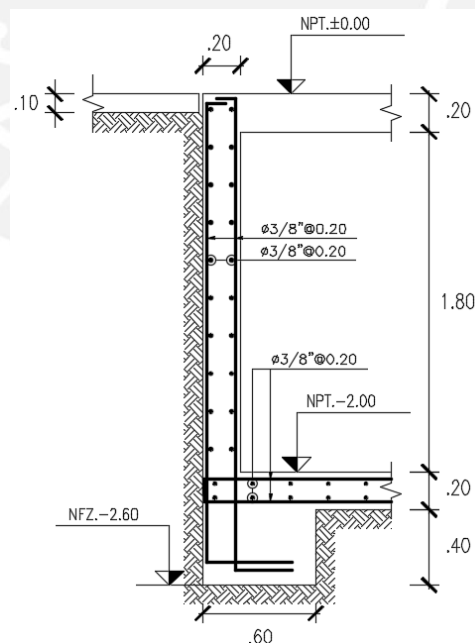


Figura 10.4 Disposición del acero en una pared de la cisterna.

10.2.3 Diseño de la losa del piso de la cisterna

La presión utilizada en las paredes de la cisterna será empleada en este diseño para la presión al nivel del piso del elemento. Su diseño se realiza también como una losa en dos direcciones al igual que la losa del techo. A continuación e muestran los resultados.

Tabla 10.3 Resultados del diseño por flexión de la losa de piso de la cisterna.

		A (m)	6.15		
		B (m)	6.30		
		d (cm)	17		
		Wu (Ton/m ²)	2.77		
		Wud (Ton/m ²)	0.81		
		Wul (Ton/m ²)	1.96		
Momento negativo	Por carga ultima	Ca	0	Ma ⁻ (Ton.m)	0.00
		Cb	0	Mb ⁻ (Ton.m)	0.00
Momento positivo	Por carga muerta	Ca	0.038	Ma ⁺ (Ton.m)	1.16
		Cb	0.035	Mb ⁺ (Ton.m)	1.07
	Por carga viva	Ca	0.038	Ma ⁺ (Ton.m)	2.82
		Cb	0.035	Mb ⁺ (Ton.m)	2.72

De estos momentos últimos se obtiene que el acero a colocar en la losa del piso es $\emptyset 3/8'' @ 20$ cm en ambas direcciones.

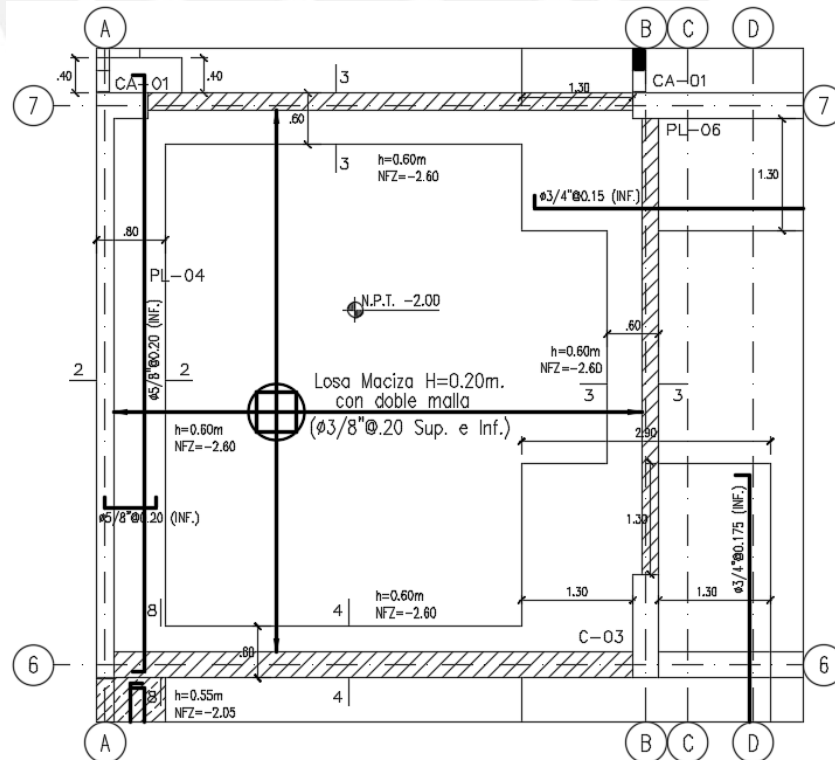


Figura 10.5 Disposición final de acero en la losa de piso de la cisterna.

10.3 TANQUE ELEVADO

El tanque elevado se comporta de manera similar que la cisterna, teniendo en cuenta que en este caso intervienen las mismas cargas mencionadas anteriormente, mas no el empuje de la tierra. El diseño de este elemento se realiza para el estado de carga más crítico, es decir, cuando el tanque se encuentre lleno. Al igual que la cisterna se va a desarrollar el elemento en tres partes: losa de techo, paredes y losa de piso.

10.3.1 Diseño de la losa del techo del tanque elevado

Como se muestra en los capítulos 2 y 3 se ha determinado que el espesor de la tapa es de 15 cm y se ha procedido a idealizarla como una losa en dos direcciones apoyada en sus cuatro extremos, de modo que se realice su diseño por flexión. A continuación, se muestra el metrado realizado del elemento:

$$CM = 0.46 \text{ Ton/m}^2, CV = 0.10 \text{ Ton/m}^2$$

$$Wu_{cm} = 1.4 \times 0.46 = 0.64 \text{ Ton/m}^2, Wu_{cv} = 1.7 \times 0.10 = 0.17 \text{ Ton/m}^2$$

Al igual que el diseño de la cisterna, se ha utilizado las tablas del capítulo 13 de la Norma E.060 para determinar las fuerzas internas en la losa. Se conoce que los lados miden 2.15 m y 6.30 m, de manera que el cociente $m = A/B = 2.15/6.30 = 0.341$. Este valor es menor al valor mínimo de 0.50 mostrado en las tablas, así que se va a emplear este valor para los cálculos mostrados en la tabla 10.4.

Tabla 10.4 Resultados del diseño por flexión de la losa de techo del tanque elevado.

		A (m)	2.15		
		B (m)	6.30		
		d (cm)	12		
		Wu (Ton/m ²)	0.81		
		Wud (Ton/m ²)	0.64		
		Wul (Ton/m ²)	0.17		
Momento negativo	Por carga ultima	Ca	0	Ma^- (Ton.m)	0.00
		Cb	0	Mb^- (Ton.m)	0.00
Momento positivo	Por carga muerta	Ca	0.095	Ma^+ (Ton.m)	0.28
		Cb	0.006	Mb^+ (Ton.m)	0.15
	Por carga viva	Ca	0.095	Ma^+ (Ton.m)	0.07
		Cb	0.006	Mb^+ (Ton.m)	0.04

Después de haber calculado los momentos flectores positivos se suman para poder determinar el refuerzo requerido en la losa. Asimismo se debe verificar que el acero colocado sea mayor al acero mínimo (2.7 cm^2).

Tabla 10.5 Resumen del cálculo de acero en la losa de techo del tanque elevado.

Ma⁺ (Ton.m)	0.36	As calculado (cm²)	0.80	As colocado (cm²)	Ø3/8" @20cm
Mb⁺ (Ton.m)	0.19	As calculado (cm²)	0.42	As colocado (cm²)	Ø3/8" @20cm

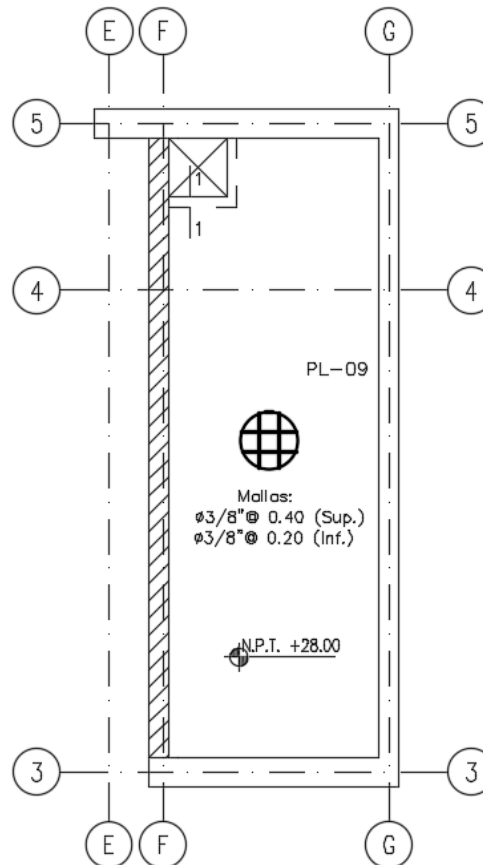


Figura 10.6 Disposición final de acero en la losa de techo del tanque elevado.

10.3.2 Diseño de las paredes del tanque elevado

Como se ha mencionado anteriormente, el caso de carga más crítico en las paredes se realiza teniendo en cuenta la presión del agua. Para ello, se va a calcular el momento último en la base.

$$W_{\text{agua}} = 1.0 \times 1.50 = 1.50 \text{ Ton/m (carga triangular)}$$

$$M_u = 0.96 \text{ Ton.m} \rightarrow A_s = 1.51 \text{ cm}^2 (\text{Ø } 3/8" @ 30 \text{ cm})$$

De acuerdo al ACI 350, se debe cumplir con el requisito de que el refuerzo no sea menor a la cuantía mínima de acero ($0.003 b h$) para estructuras en contacto con agua (referencia 7):

$$A_s \text{ min} = 0.003bh = 0.003 \times 100 \times 20 = 6.0 \text{ cm}^2$$

Si se colocan dos capas de $3/8'' @ 30\text{cm}$ de acuerdo a lo calculado, no se obtiene una cantidad de acero (4.73 cm^2) mayor al $A_{s\text{min}}$, por lo que se colocan dos capas de $3/8'' @ 20\text{cm}$ (7.1 cm^2) en las paredes. En la figura 10.6 se muestra la distribución del acero.

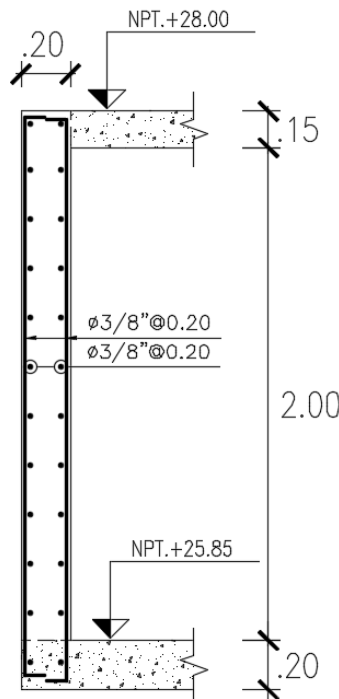


Figura 10.7 Disposición final de acero en la pared del tanque elevado.

10.3.3 Diseño de la losa del piso del tanque elevado

El diseño de esta losa se realiza de la misma manera que la losa de techo del tanque elevado. En la tabla 10.6 se muestran los cálculos realizados para determinar los momentos en la losa.

Tabla 10.6 Resultados del diseño por flexión de la losa del piso del tanque elevado.

A (m)	2.15
B (m)	6.30
d (cm)	12
W_u (Ton/m ²)	2.91
W_{ud} (Ton/m ²)	0.81
W_{ul} (Ton/m ²)	2.10

Momento negativo	Por carga ultima	Ca	0	Ma ⁻ (Ton.m)	0.00
		Cb	0	Mb ⁻ (Ton.m)	0.00
Momento positivo	Por carga muerta	Ca	0.095	Ma ⁺ (Ton.m)	0.36
		Cb	0.006	Mb ⁺ (Ton.m)	0.19
	Por carga viva	Ca	0.095	Ma ⁺ (Ton.m)	0.92
		Cb	0.006	Mb ⁺ (Ton.m)	0.50

De estos momentos últimos se obtiene que el acero a colocar en la losa del piso es $\varnothing 3/8'' @ 20$ cm en ambas direcciones.

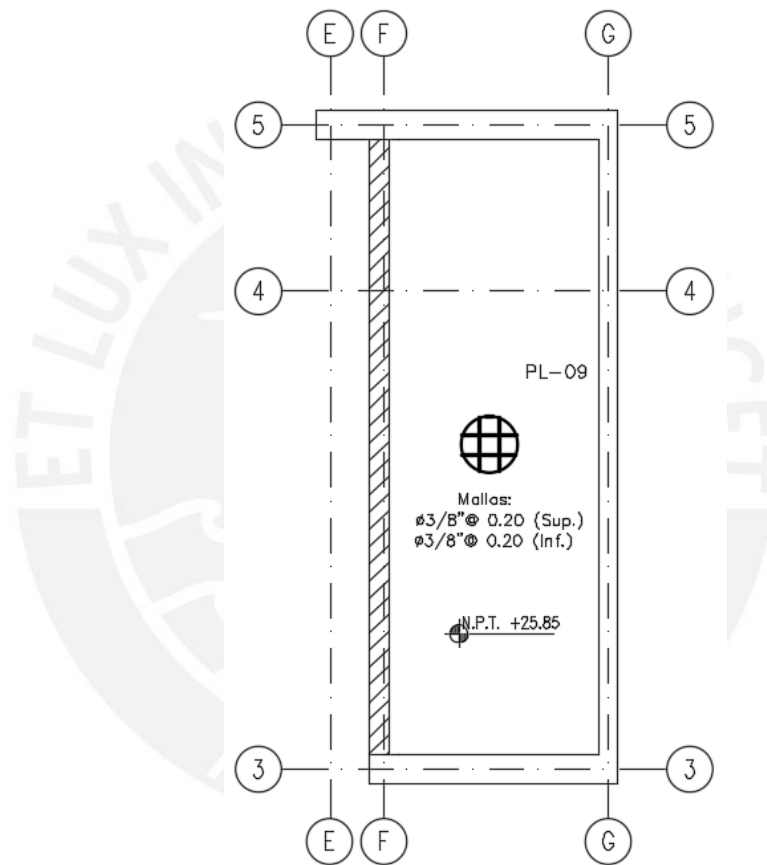


Figura 10.8 Disposición final de acero en la losa de piso del tanque elevado.

CAPÍTULO 11: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

- Para una arquitectura que permite colocar muros de corte, se procura que sean éstos los que resistan casi toda la fuerza cortante sísmica. Por el contrario, como se vio en la dirección X-X donde la arquitectura limita su colocación, generar pórticos con columnas y vigas fue una solución.
- Las placas perimetrales han reducido considerablemente las derivas de entrepiso en la dirección Y-Y. Para la dirección X-X se ha tratado de formar la mayor cantidad posible de pórticos con columnas y vigas, de manera que no interfiera con la arquitectura; a pesar de ello las derivas resultaron muy altas y casi al límite de lo que indica la Norma 2016. Cabe señalar que la Norma 2018 reduce el factor de conversión a derivas inelásticas, distanciando un poco más los resultados de los límites indicados.
- El modelo inicial con placas perimetrales continuas presentaba problemas de torsión debido a la irregularidad presentada en planta. Para solucionar esto se debía disminuir la distancia entre el centro de rigidez y el centro de gravedad. Esto se logró al colocar juntas entre las placas laterales perimetrales en el sentido Y-Y, de modo que se reduzca la rigidez del bloque y con ello, la excentricidad presente entre ambos puntos, la que ocasionaba la irregularidad de torsión en el edificio.
- Para que el movimiento en cada piso sea similar en todos sus extremos, es necesario que cada nivel se comporte como diafragma rígido. Para esto se aumentó el diámetro del acero en la losa más solicitada, de manera que se incrementó la resistencia a fuerza cortante en la sección, para que así sea capaz de soportar las fuerzas actuantes debidas a sismo.
- A causa de la poca sección en las viguetas de losa aligerada, se podría exceder el límite de acero máximo para cumplir la demanda por momento último. Es factible ensanchar la sección (alternado o corrido) para aumentar el límite de acero máximo y su resistencia.
- Los factores utilizados para obtener la longitud de corte de fierro en función de la luz libre casi siempre son más conservadores debido a que, en la

mayoría de los casos, son mayores a las longitudes teóricas, determinadas a partir del diagrama envolvente de momento flector.

- Se observó que los esfuerzos actuantes en el acero y en el concreto por cargas de servicio son mínimas respecto a la resistencia nominal del elemento (menor al 30%) cuando el elemento está gobernado por solicitaciones sísmicas. En ocasiones, las cargas gravitacionales presentes son tan bajas que en algunas secciones, el elemento no se llega a fisurar.
- La expresión utilizada para el predimensionamiento de columnas no es siempre confiable cuando el elemento recibe cargas sísmicas, en nuestro caso, axiales. Fue necesario el aumento de peralte para que fuera capaz de cumplir la solicitación.
- Las placas son los principales elementos que soportan solicitación de sismo. Sin embargo, la alta densidad de placas presentes en el proyecto ha ocasionado que la cuantía presente en estos elementos resulte menor que el refuerzo colocado en las columnas.
- Para las dimensiones presentes en la cisterna y el tanque elevado, el refuerzo determinado por las cargas solicitadas resultó ser menor que la cuantía mínima exigida por la Norma E.060 y el ACI 350.

BIBLIOGRAFÍA

1. Blanco Blasco, A. (1994). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.
 - Predimensionamiento de los elementos estructurales.
2. Muñoz Pelaez, J. A. (2008). Apuntes del curso Ingeniería Antisísmica 1. Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima.
 - Análisis dinámico, estático y obtención de fuerzas internas.
3. San Bartolomé, Á. (1998). Análisis de edificios. Pontificia Universidad Católica del Perú Fondo Editorial.
 - Consulta para el capítulo de análisis de cargas de gravedad y sismo.
4. Ottazzi Pasino, G. (2005). Apuntes del curso concreto armado 1. Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima.
 - Diseño de los elementos estructurales del proyecto.
5. Ildefonso, G (2014). Diseño Estructural de un Edificio de Viviendas de Concreto Armado con un Sótano y Seis Pisos Ubicado en Miraflores. Lima.
 - Consulta de modelo de tesis relacionada al tema.
6. Fernández, C. (1990). Análisis y diseño de escaleras.
 - Diseño estructural de las escaleras.
7. ACI Committee 350 (2006). Environmental Engineering Concrete Structures.
 - Diseño estructural de la cisterna y el tanque elevado.
8. Ministerio Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006) Norma IS.010 Instalaciones Sanitarias para Edificaciones. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
 - Predimensionamiento de la cisterna y el tanque elevado.
9. Ministerio Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006) Norma E.020 Cargas. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
 - Metrado de cargas según cada tipo de elemento.
10. Ministerio Vivienda, Construcción y Saneamiento (2016) Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
 - Consulta para el análisis sísmico dinámico y estático.
11. Ministerio Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009) Norma E.060 Concreto Armado. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
 - Diseño de las estructuras de concreto armado y verificación de las normativas de la Norma.

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



ANEXOS: PLANOS

Tesis para optar el Título de INGENIERO CIVIL, que presentan los bachilleres:

Flores Bruno, Miguel Ángel

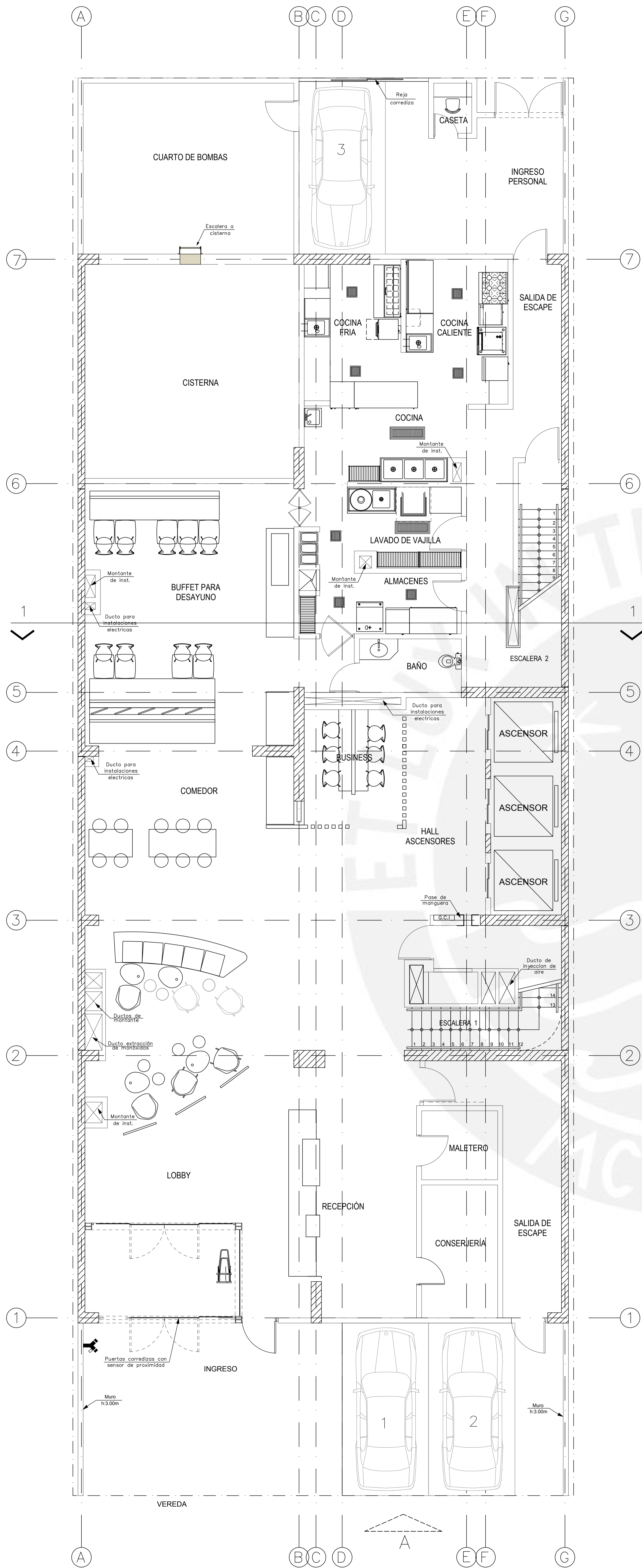
Valdivia Cántaro, Carlos Miguel

ASESOR: Daniel Roberto Quiun Wong

Lima, Diciembre del 2018

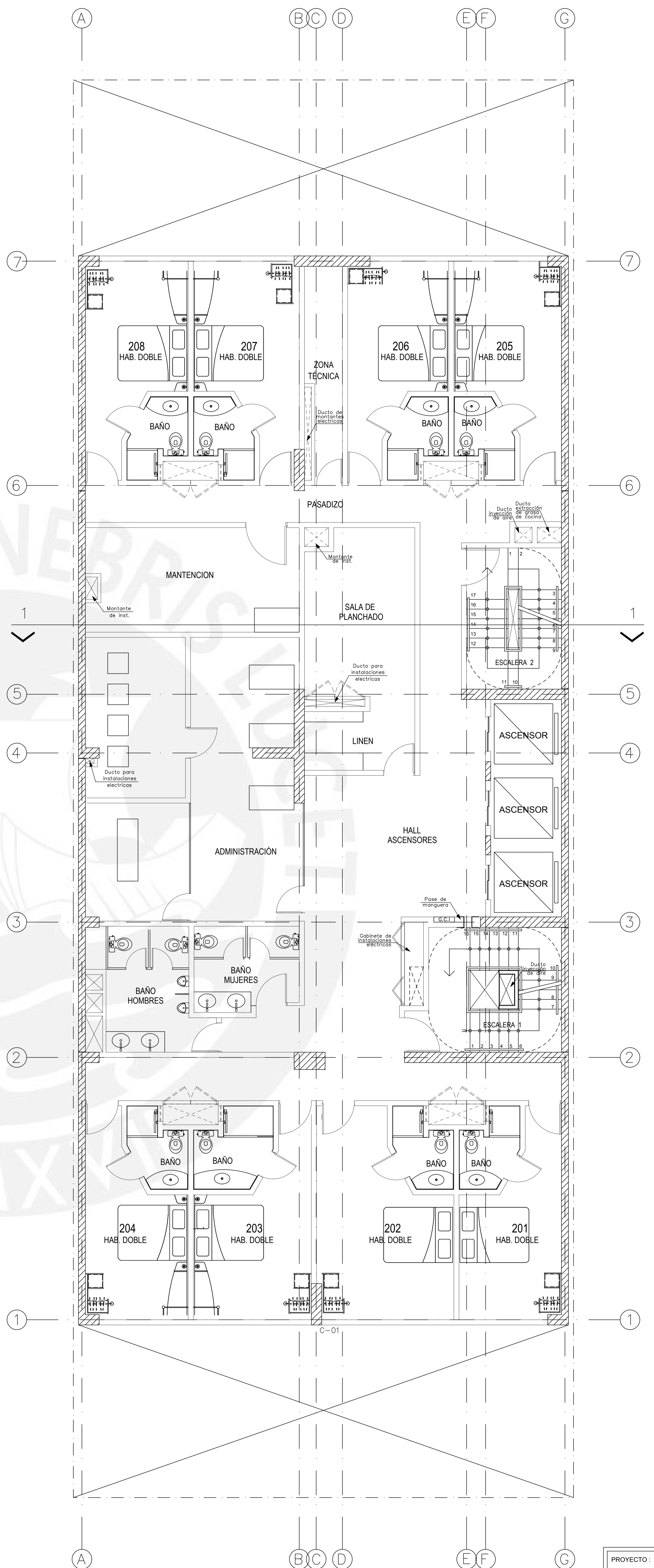
ÍNDICE DE PLANOS

PLANTA 1ER Y 2DO PISO.....	A-01
PLANTA 3ER AL 7MO PISO	A-02
CORTE 1-1 Y ELEVACIÓN A.....	A-03
PLANTA Y CORTES DE CIMENTACIÓN.....	E-01
CORTES Y VIGAS DE CIMENTACIÓN.....	E-02
CUADRO DE COLUMNAS (01,02,03) Y PLACAS (01,02,03,04).....	E-03
CUADRO DE PLACAS (05,06,08,10)	E-04
CUADRO DE PLACAS (07,09,11)	E-05
ENCOFRADO DE 1ER Y 2DO PISO	E-06
ENCOFRADO DE 3ER AL 6TO PISO	E-07
ENCOFRADO DE 7MO PISO, AZOTEA Y TANQUE ELEVADO	E-08
VIGAS PERALTADAS 1ER AL 6TO PISO.....	E-09
VIGAS PERALTADAS DEL 7MO PISO	E-10
VIGAS CHATAS	E-11
ESCALERAS	E-12



PLANTA - 1° PISO

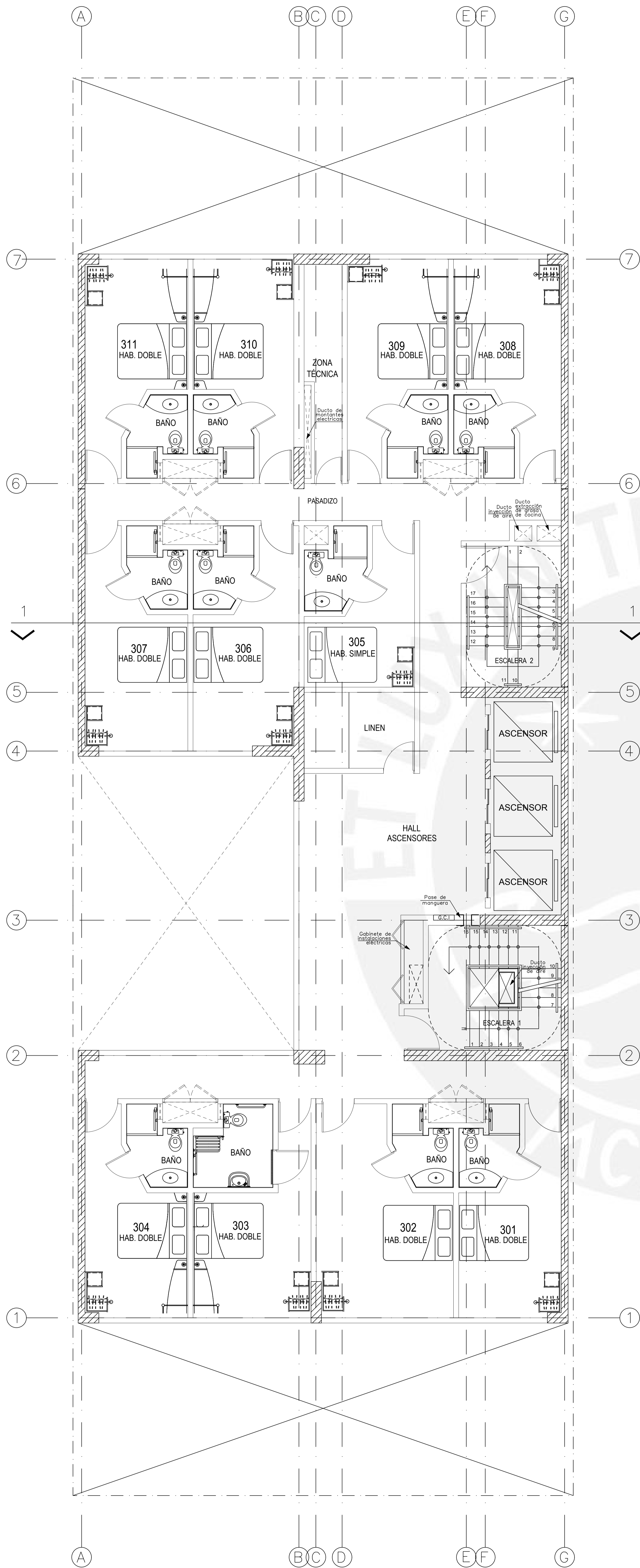
INGRESO + RECEPCION + LOBBY + COMEDOR + COCINA + CISTERNA + CUARTO DE BOMBAS + 03 ESTACIONAMIENTOS



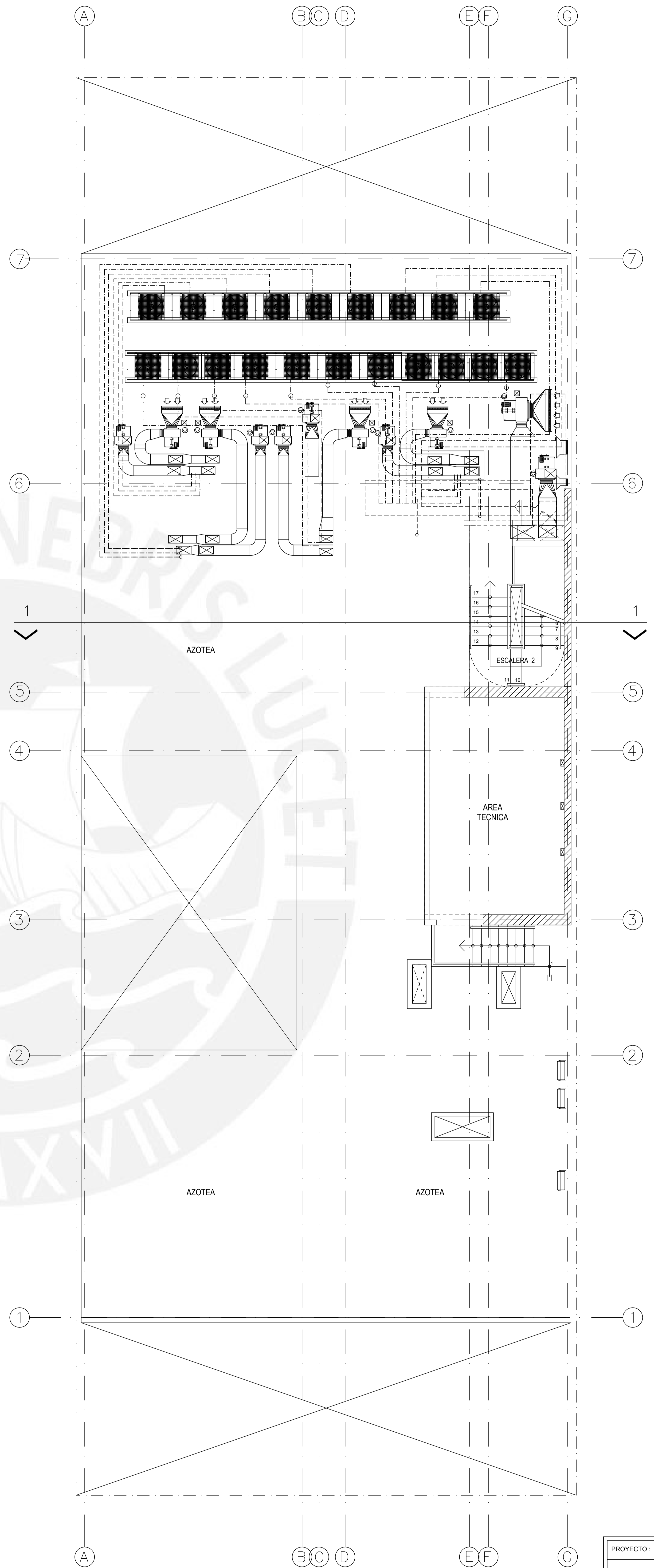
PLANTA - 2° PISO

ADMINISTRACION
08 HABITACIONES DOBLES

PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN HOTEL DE CONCRETO ARMADO
UBICACION:	DISTRICTO: MIRAFLORES PROVINCIA: LIMA
ARQUITECTURA	
PLANO:	PLANTA 1ER Y 2DO PISO
DISEÑO:	MIGUEL FLORES BRUNO CARLOS VALDIVIA CANTARO
DIBUJO:	MIGUEL FLORES BRUNO CARLOS VALDIVIA CANTARO
REVISION:	DANIEL QUIJUN WONG
FECHA:	DICIEMBRE 2015
ESCALA:	1:25



PLANTA – PISO 3° al 7° PISO
10 HABITACIONES DOBLES + 01 HABITACION SIMPLE



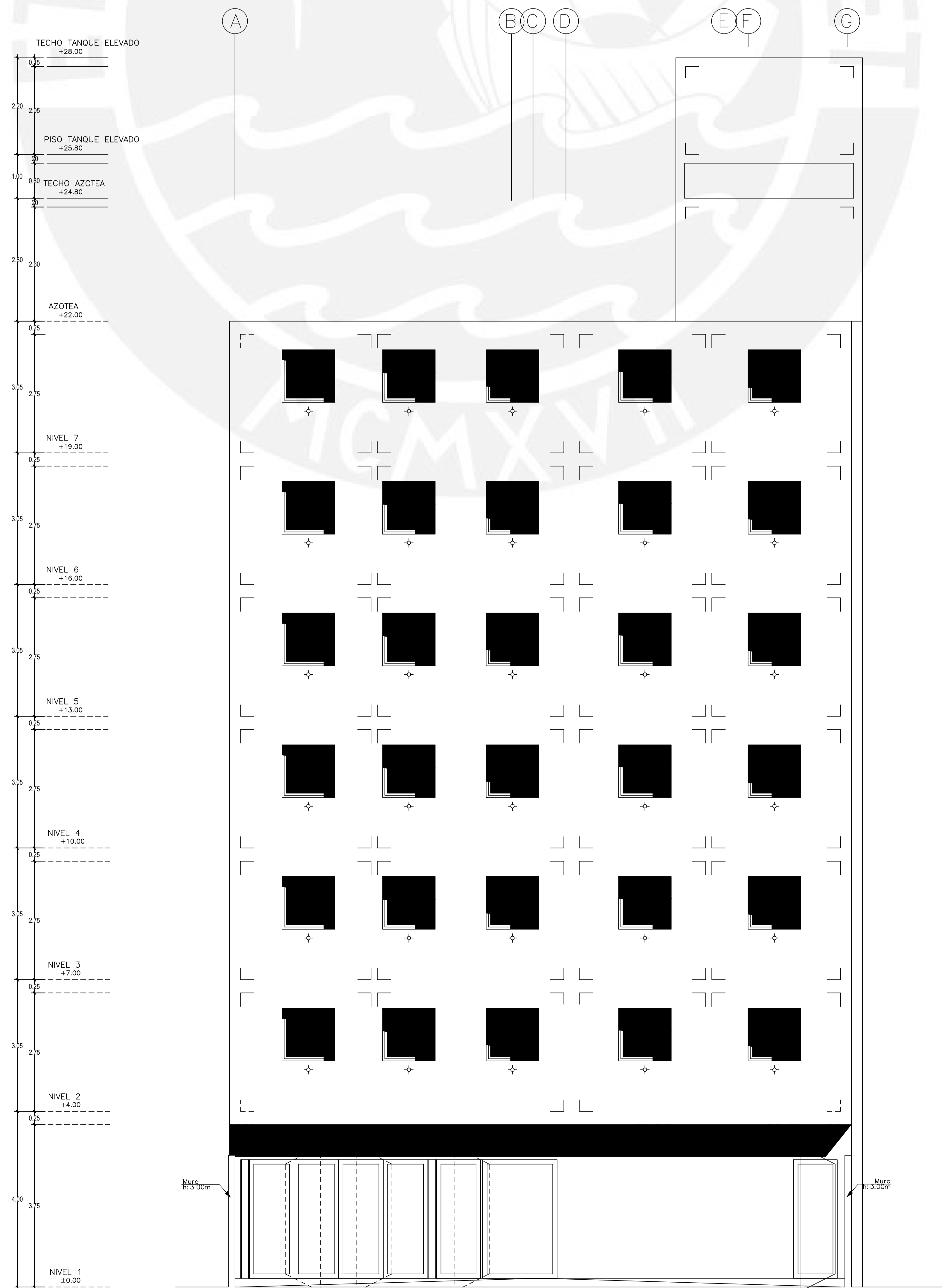
PLANTA – AZOTEA – AREA TECNICA.

PROYECTO:	
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN HOTEL DE CONCRETO ARMADO	
UBICACION:	
DISTRITO: MIRAFLORES PROVINCIA: LIMA	
ARQUITECTURA	
PLANO:	
PLANTA 3ER AL 7MO PISO	
DISEÑO:	
MIGUEL FLORES BRUNO CARLOS VALDIVIA CANTARO	
DIBUJO:	
MIGUEL FLORES BRUNO CARLOS VALDIVIA CANTARO	
REVISION:	
DANIEL QUIRIN WONG	
FECHA:	LAMPA:
DICIEMBRE 2015	A-02
ESCALA:	1/25

TECHO AZOTEA

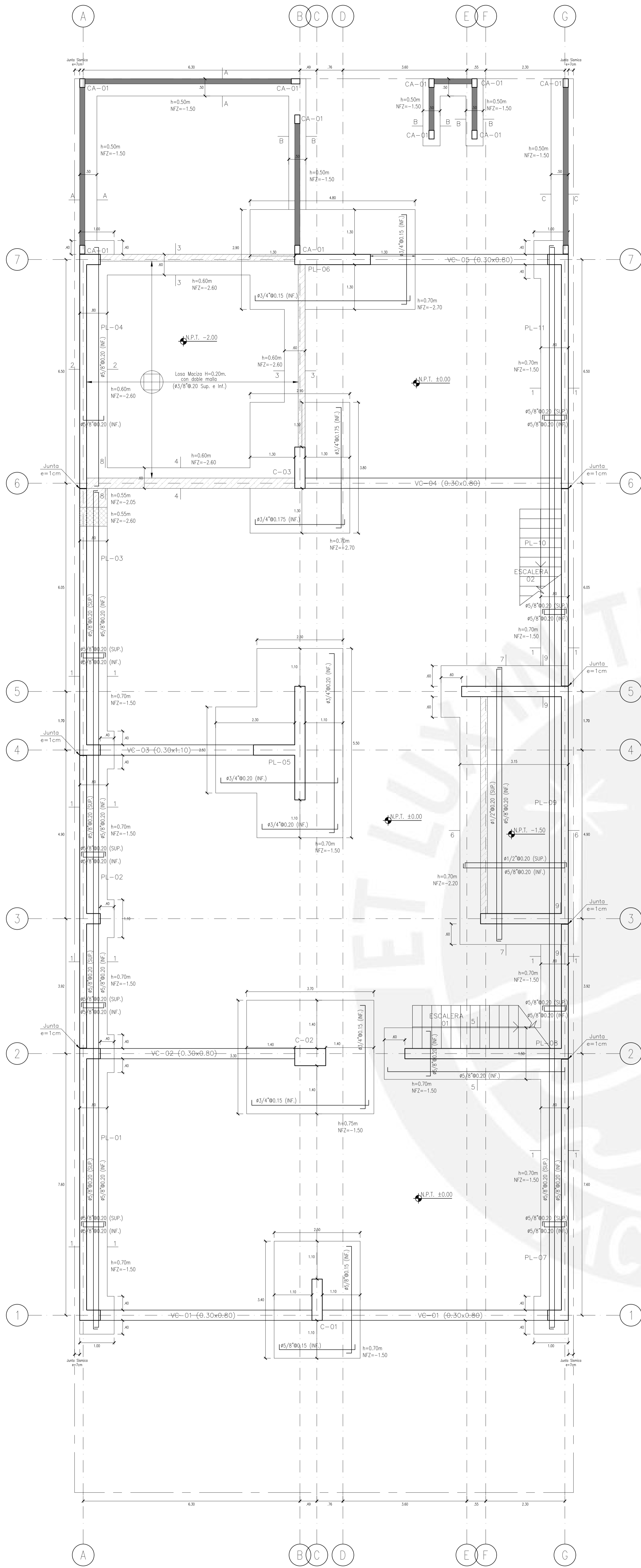


CORTE 1-1
TRANSVERSAL -ESCALERA 2 - HABITACIONES

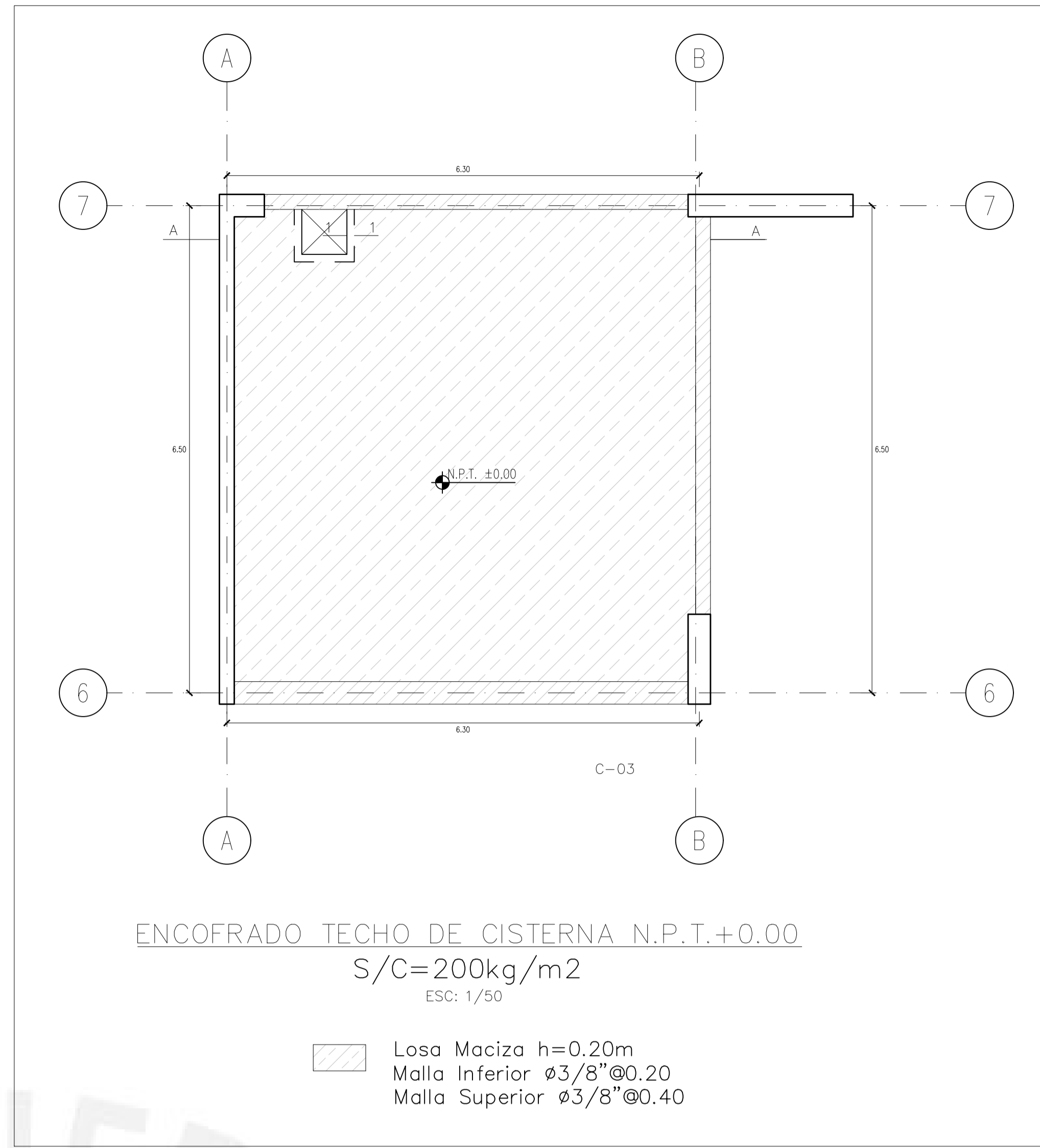


ELEVACION A
FACHADA PRINCIPAL-INGRESO

PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN HOTEL DE CONCRETO ARMADO
UBICACION:	DISTRITO: MIRAFLORES PROVINCIA: LIMA
ARQUITECTURA	
PLANO:	CORTE 1-1 Y ELEVACION A
DISEÑO:	MIGUEL FLORES BRUNO CARLOS VALDIVIA CANTARO
DIBUJO:	MIGUEL FLORES BRUNO CARLOS VALDIVIA CANTARO
REVISION:	DANIEL QUIJUN WONG
FECHA:	DICIEMBRE 2015
ESCALA:	1:25
LAMPA:	A-03



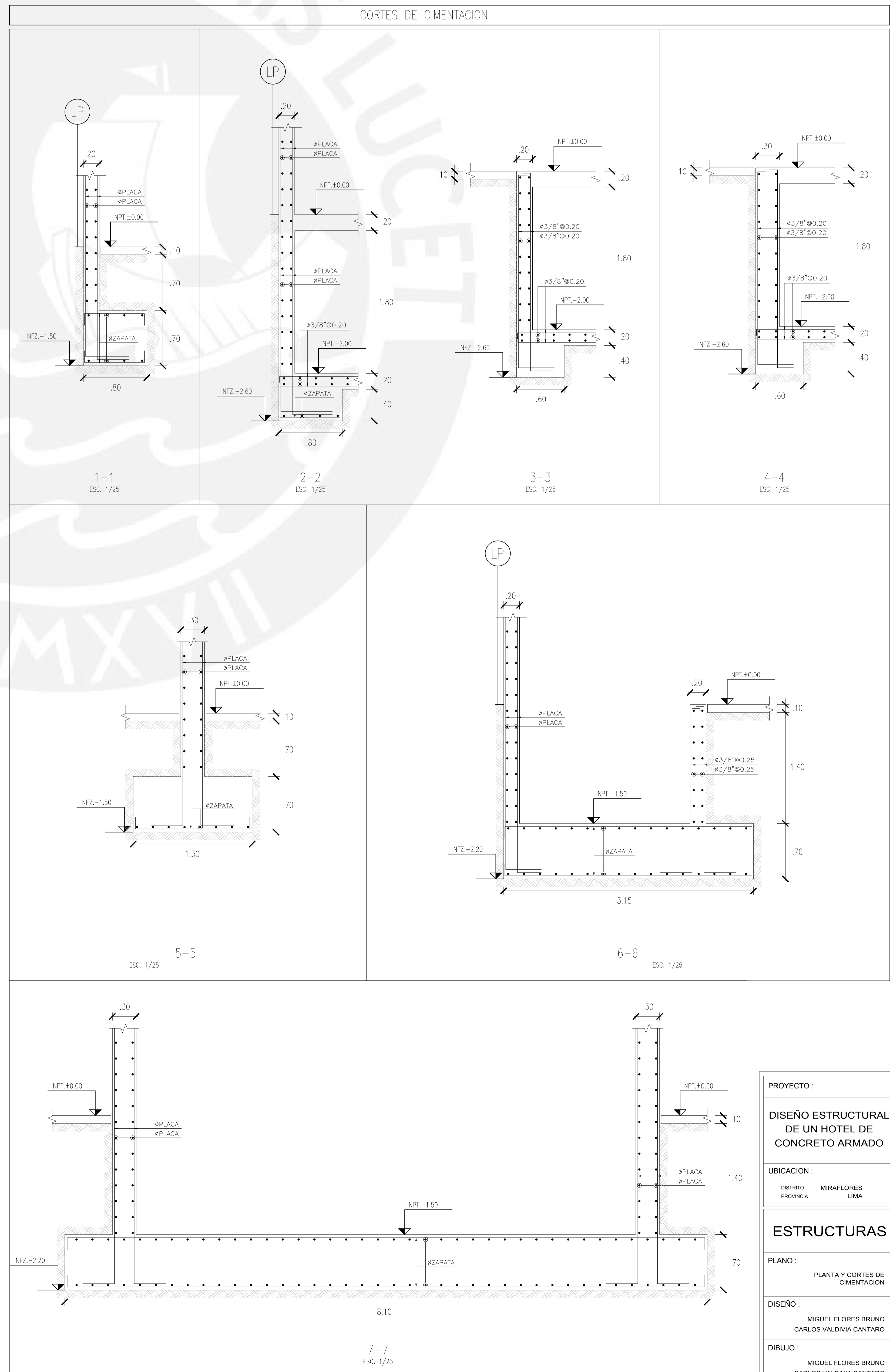
PLANTA DE CIMENTACION
ESC: 1/50



CORTES DE TECHO
2#1/2"
15 1/4" @ 25
1-1

ENCOFRADO TECHO DE CISTERNA N.P.T.+0.00
S/C=200kg/m2
ESC: 1/50

Losas Macizas h=0.20m
Malla Inferior $\phi 3/8" @ 0.20$
Malla Superior $\phi 3/8" @ 0.40$



CORTES DE CIMENTACION

1-1
ESC: 1/25

2-2
ESC: 1/25

3-3
ESC: 1/25

4-4
ESC: 1/25

5-5
ESC: 1/25

6-6
ESC: 1/25

7-7
ESC: 1/25

CONDICIONES DE CIMENTACION

-TIPO DE CIMENTACION: Zapatas ASAJADAS Y CONTINUAS
-ESTRUCTURA DE APILADO DE LA CIMENTACION: C/S (SEGUN BEN CONGRUADA)
-PARAMETROS DE DISEÑO DE LA CIMENTACION: $T_p = 0.40$ s $T_s = 2000$ kg/m³
-PROFUNDIDAD DE CIMENTACION: $D = -1.50$ m
-PRESION ADMISIBLE: $Q = 400$ kg/cm²

RELACION DE PLANOS

E-01: PLANTA Y CORTES DE CIMENTACION
E-02: CORTES Y VIGAS DE CIMENTACION
E-03: CUADRO DE COLUMNAS Y PLACAS
E-04: CUADRO DE PLACAS
E-05: CUADRO DE PLACAS
E-06: ENCOFRADO 1ER Y 2DO PISO
E-07: ENCOFRADO SER AL 6TO PISO
E-08: ENCOFRADO 7MO PISO, AZOTE Y TANQUE ELEVADO
E-09: VIGAS PERALADAS 120 AL 6TO PISO
E-10: VIGAS PERALADAS 7MO PISO
E-11: VIGAS C/WRAS
E-12: ESCALERAS

ESPECIFICACIONES TECNICAS

1. RESISTENCIA DEL CONCRETO

ZAPATAS 210 kg/cm²

PLACAS 210 kg/cm²

COLUMNAS 210 kg/cm²

VIGAS 210 kg/cm²

2. RECUBRIMIENTOS

ZAPATAS 7 cm

PLACAS 2 cm

COLUMNAS 4 cm

VIGAS 4 cm

LOSAS 2 cm

3. ACERO DE REFUERZO

VARILLAS ACERO GRUPO 60 4200 kg/cm²

4. SOBRECARGAS

S/C = INDICADAS

5. TABIQUERIA

ADMISIBILIDAD CONTINUA

6. CONSIDERACIONES SISMORRESISTENTES

PARAMETROS DE FUERZA SISMICA: $Z=0.45$, $U=1.00$, $S=1.00$, $T_p=0.4$ seg $T_s=2.5$ seg

JUNTA SISMICA: 7cm

RESULTADOS DEL ANALISIS SISMICO:

PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION	DIRECCIONES	
	X-X	Y-Y
$T_{xx}=0.718$ seg	$T_{yy}=0.289$ seg	
IRREGULARIDAD EN ALTURA	NINGUNA	NINGUNA
	$(h=1.00)$	$(h=1.00)$
IRREGULARIDAD EN PLANTA	ENTRANTES	ENTRANTES
	$(h=0.50)$	$(h=0.50)$
COEFICIENTE DE REDUCCION DE LAS FUERZAS SISMICAS	$R_x=6.0$ (5.0-5.4)	$R_y=6.0$ (5.0-5.4)
FUERZA CORTEANTE BASAL	$V_{xx}=3.50$ Ton	$V_{yy}=5.93$ Ton
DESPLAZAMIENTO MAXIMO AZOTE	$D_x=10.12$ cm	$D_y=2.91$ cm
DESPLAZAMIENTOS MAXIMO RELATIVO ENTREPISO:	$D_{rx}=6.80/1000$	$D_{ry}=1.97/1000$

PROYECTO:
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN HOTEL DE CONCRETO ARMADO

UBICACION:
DISTRITO: MIRAFLORES
PROVINCIA: LIMA

ESTRUCTURAS

PLANO:
PLANTA Y CORTES DE CIMENTACION

DISEÑO:
MIGUEL FLORES BRUNO
CARLOS VALDIVIA CANTARO

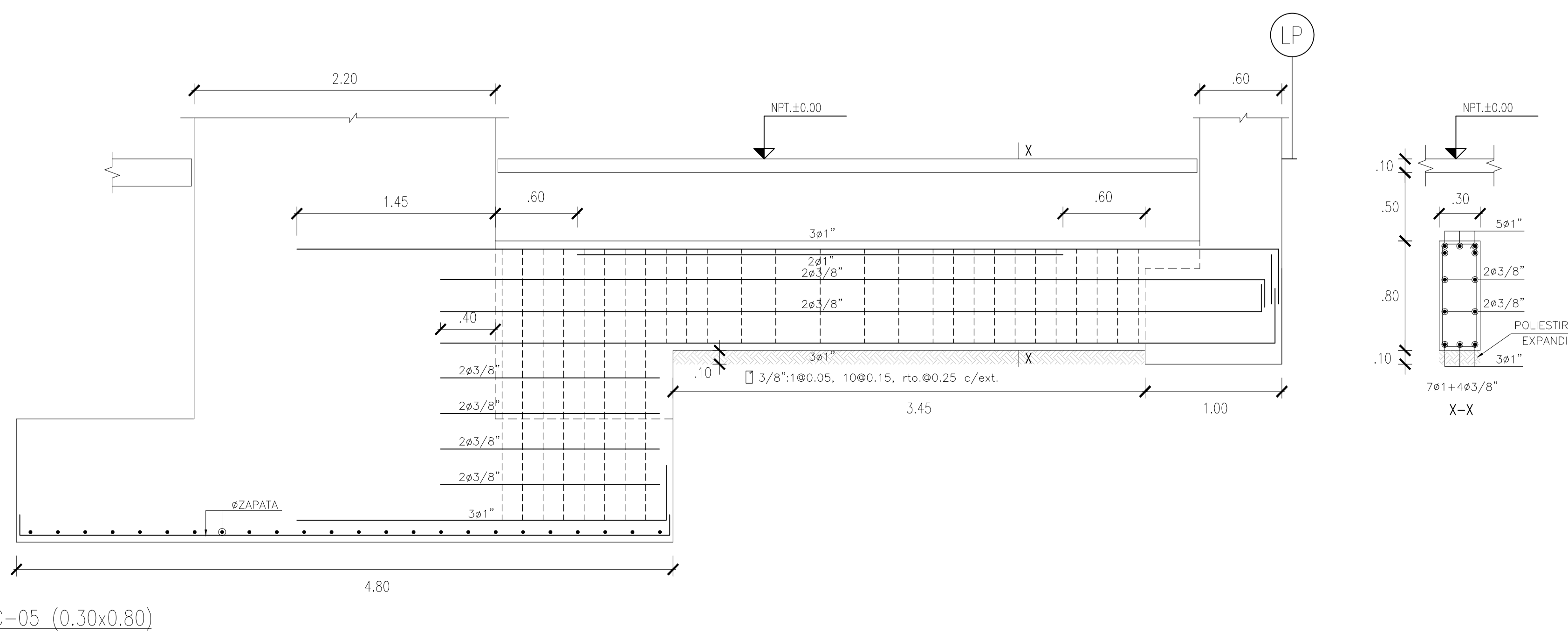
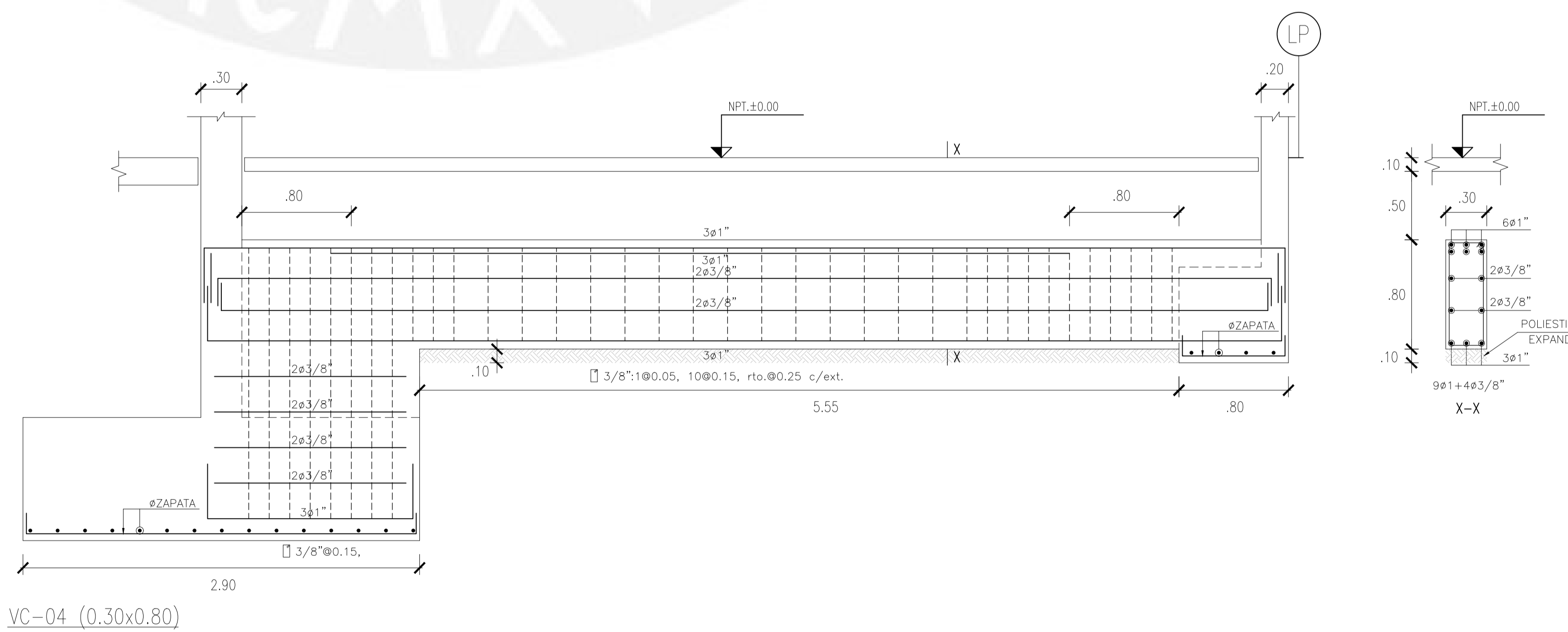
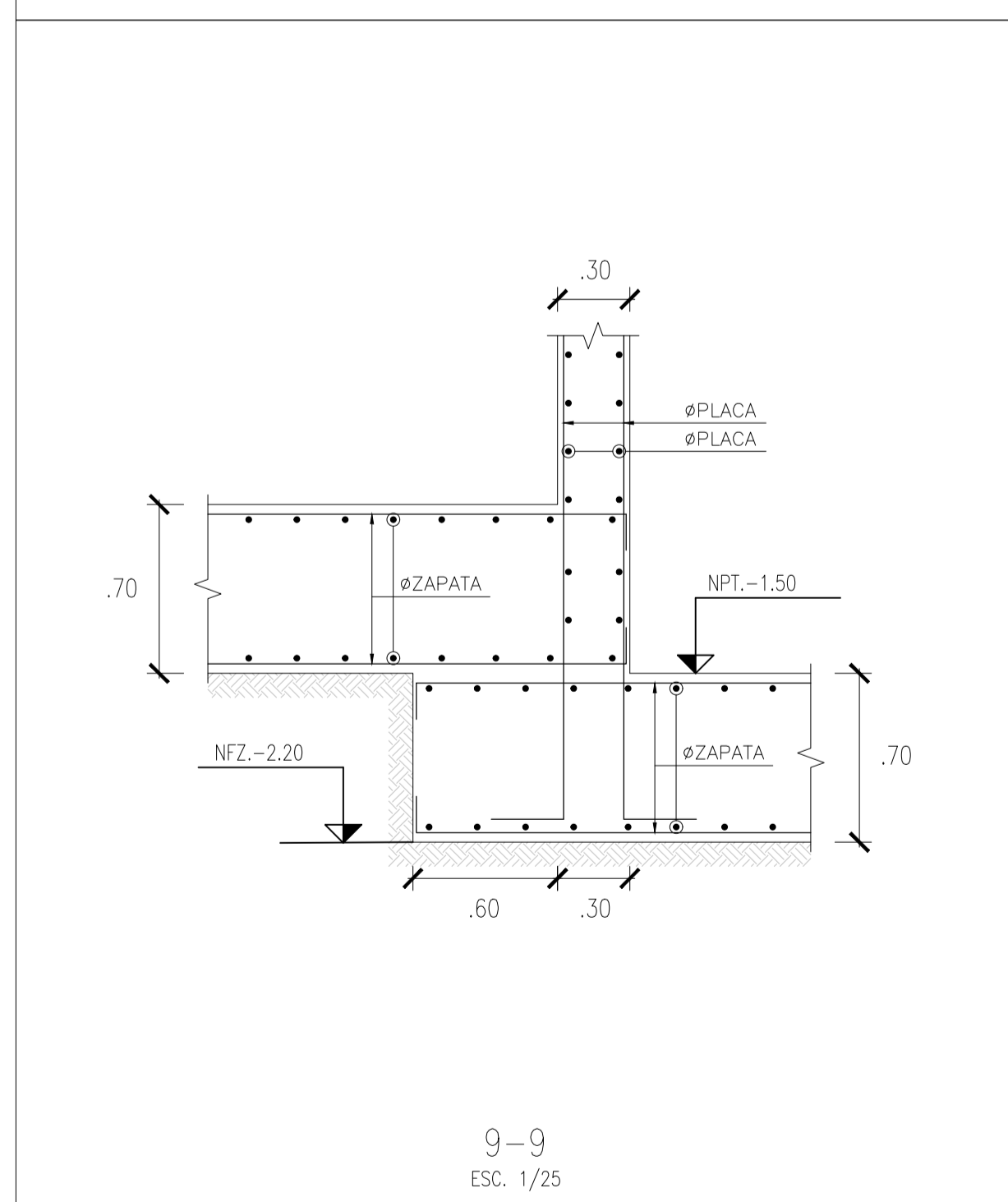
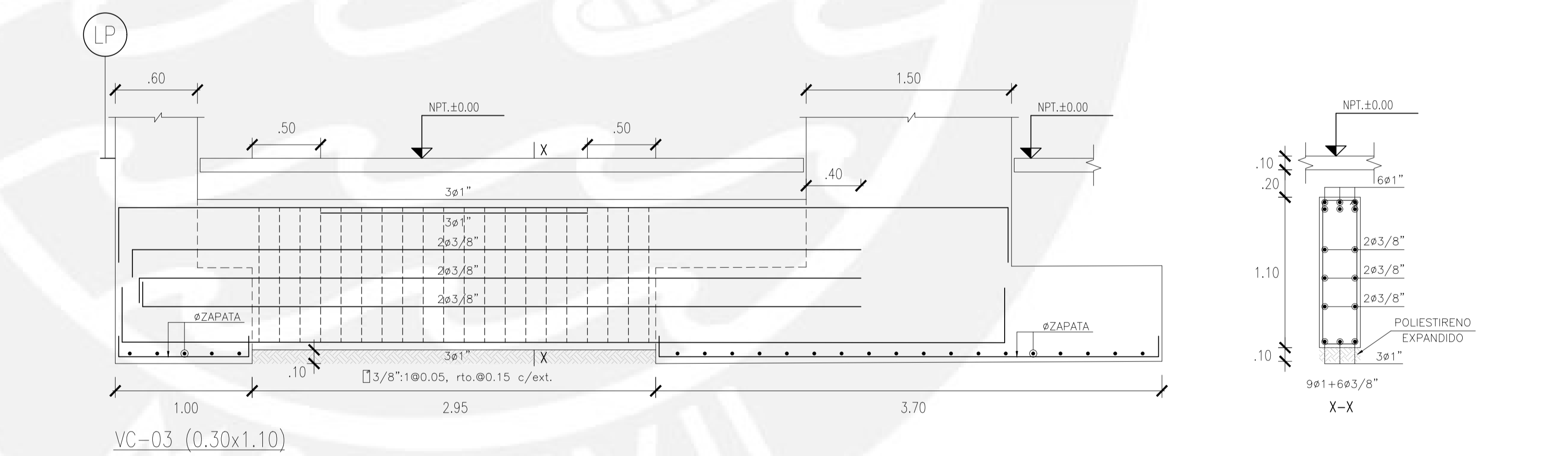
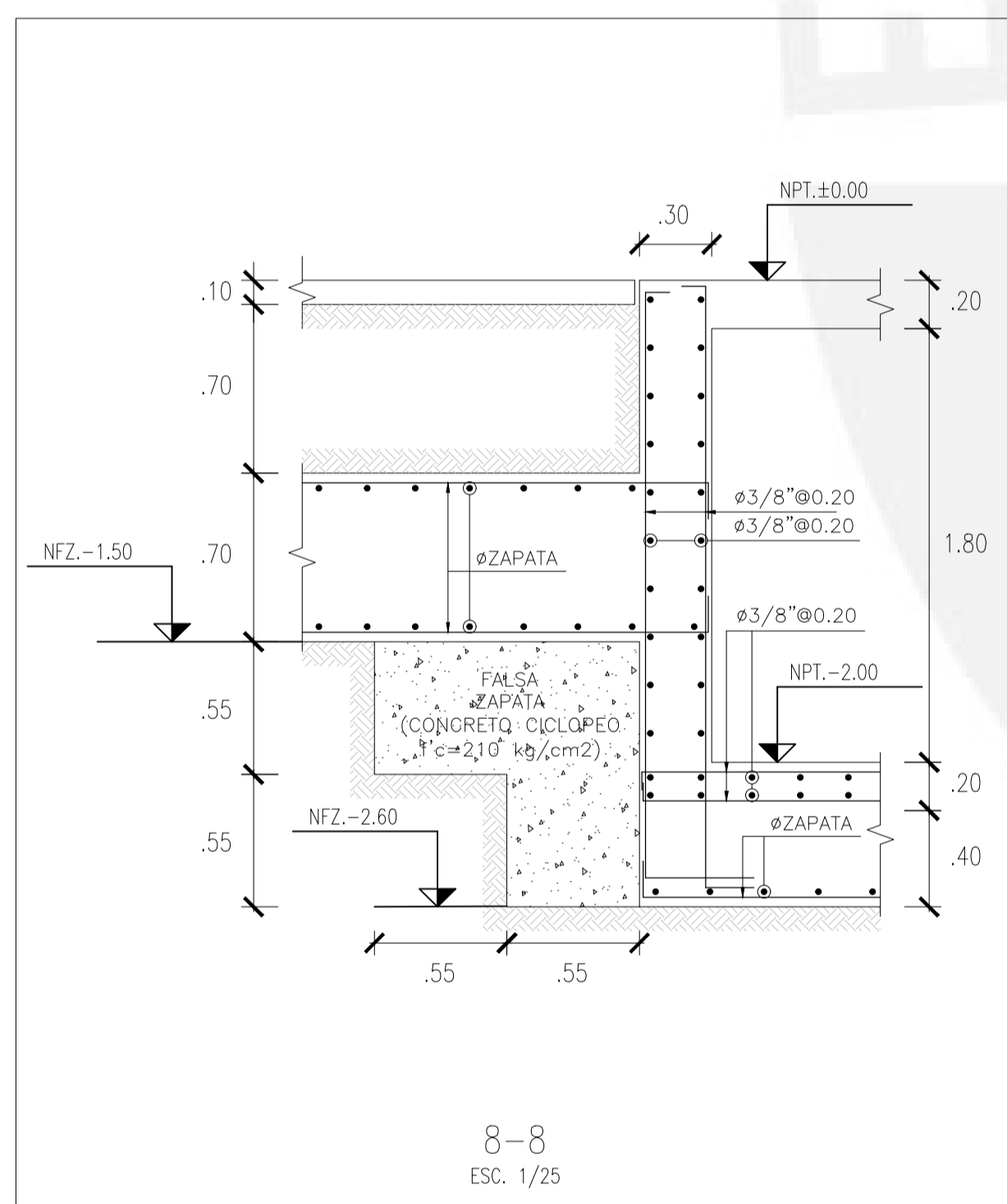
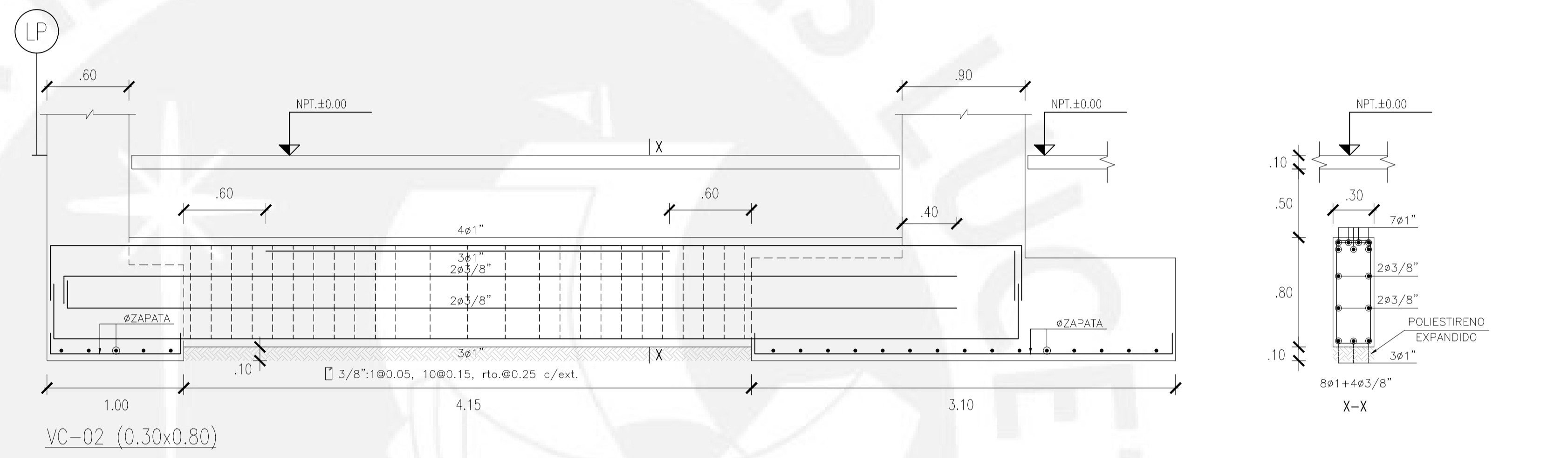
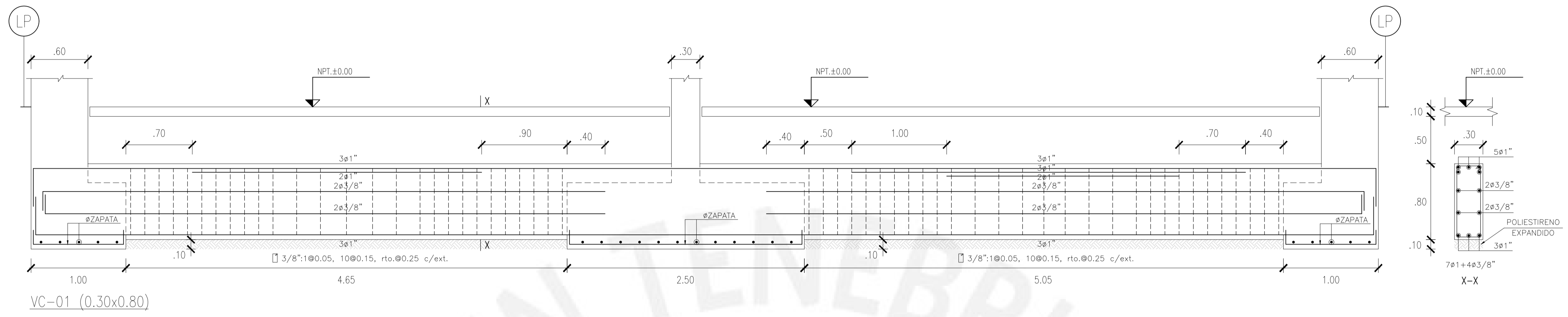
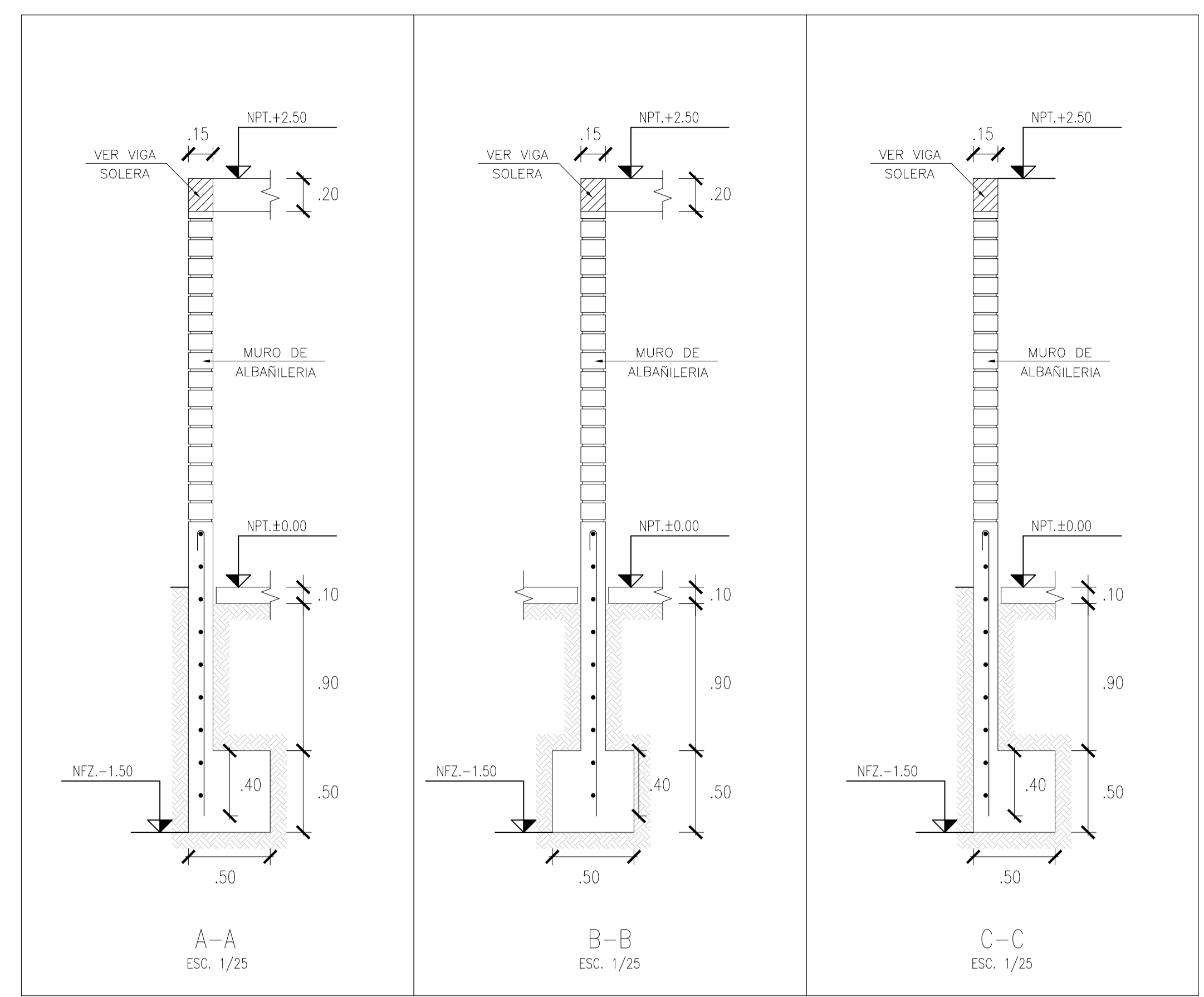
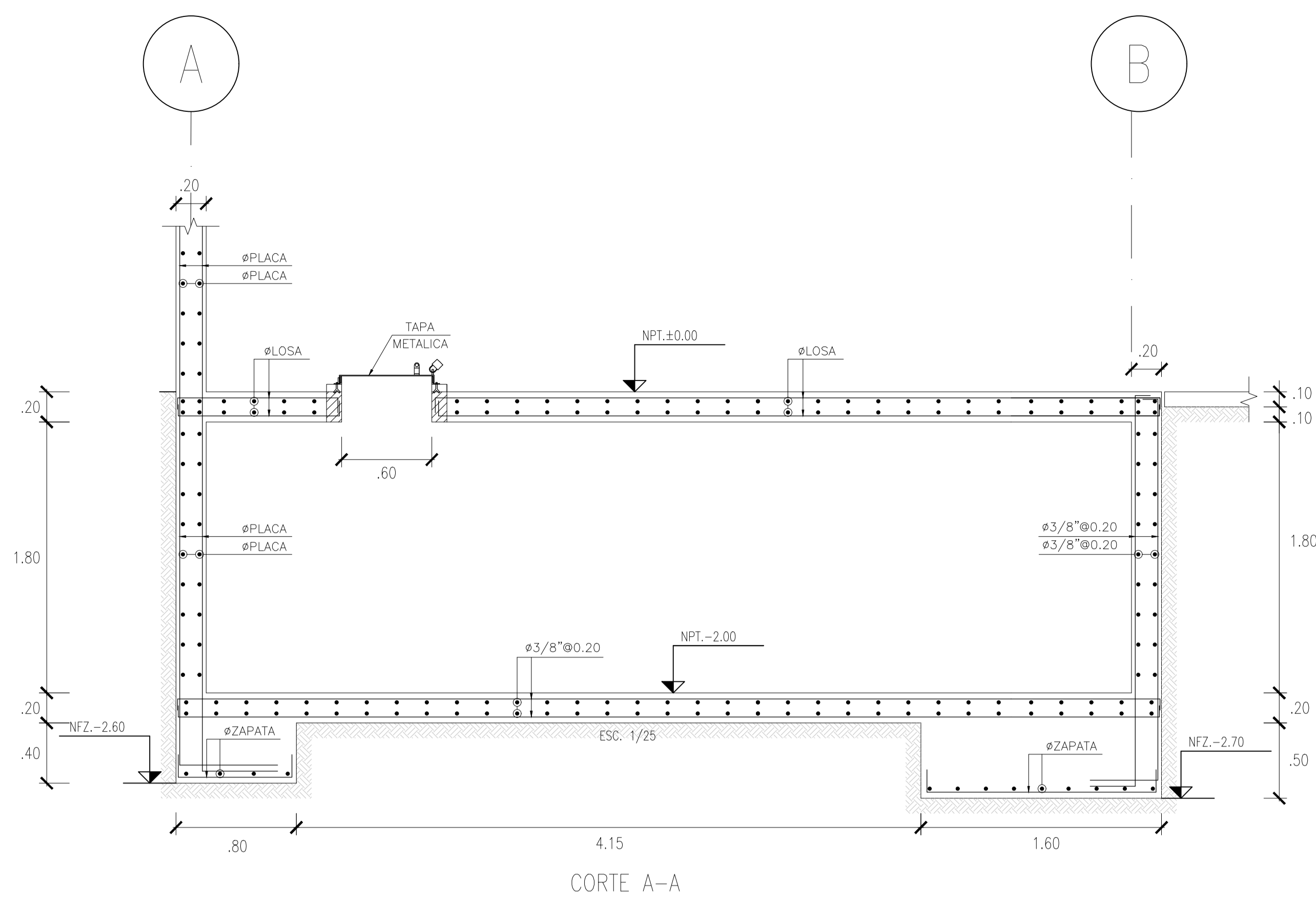
DIBUJO:
MIGUEL FLORES BRUNO
CARLOS VALDIVIA CANTARO

REVISION:
DANIEL QUIRIN WONG

FECHA:
DICIEMBRE 2015

LAPSA:
E-01

ESCALA:
1:50, 1:25



PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN HOTEL DE CONCRETO ARMADO
UBICACION:	DISTRITO: MIRAFLORES PROVINCIA: LIMA
ESTRUCTURAS	
PLANO:	CORTES Y VIGAS DE CIMENTACION
DISEÑO:	MIGUEL FLORES BRUNO CARLOS VALDIVIA CANTARO
DIBUJO:	MIGUEL FLORES BRUNO CARLOS VALDIVIA CANTARO
REVISION:	DANIEL QUIRIN WONG
FECHA:	DICIEMBRE 2015
ESCALA:	1:25

CUADRO DE COLUMNAS ESC: 1/25			
	C-01	C-02	C-03
1ER AL 3ER PISO	<p>1.20 .30 4x3/4"+12x5/8" 4 \square 3/8" @ 200 C/EXT.</p>	<p>.90 .50 6x1"+8x3/4" 3 \square 3/8" @ 200 C/EXT. (1ER PISO AL 2DO PISO)</p>	<p>1.20 .30 4x1"+12x3/4" 4 \square 3/8" @ 200 C/EXT.</p>
4TO AL 6TO PISO	<p>1.20 .30 4x3/4"+12x5/8" 4 \square 3/8" @ 200 C/EXT.</p>	<p>.90 .40 14x3/4" 3 \square 3/8" @ 200 C/EXT. (3ER PISO AL 6TO PISO)</p>	<p>1.20 .30 16x3/4" 4 \square 3/8" @ 200 C/EXT.</p>
7MO PISO	<p>1.20 .30 16x5/8" 4 \square 3/8" @ 200 C/EXT.</p>	<p>.90 .40 6x3/4"+8x5/8" 3 \square 3/8" @ 200 C/EXT.</p>	<p>1.20 .30 4x3/4"+12x5/8" 4 \square 3/8" @ 200 C/EXT.</p>

CUADRO DE PLACAS ESC: 1/25			
	1ER AL 3ER PISO	4TO AL 6TO PISO	7MO PISO
PL-01	<p>7.90 8x5/8" 2 \square 3/8" @ 200 C/EXT.</p>	<p>7.90 4x5/8"+4x1/2" 2 \square 3/8" @ 200 C/EXT.</p>	<p>7.90 8x1/2" 2 \square 3/8" @ 200 C/EXT.</p>
	<p>8.50 8x1/2" 2 \square 3/8" @ 200 C/EXT.</p>		

CUADRO DE PLACAS ESC: 1/25			
	1ER AL 3ER PISO	4TO AL 6TO PISO	7MO PISO
PL-03	<p>7.74 8x5/8" 1 \square 1x3/8" @ 200 C/EXT.</p>	<p>7.74 4x5/8"+2x1/2" 1 \square 1x3/8" @ 200 C/EXT.</p>	<p>7.74 8x1/2" 1 \square 1x3/8" @ 200 C/EXT.</p>
	<p>6.80 8x5/8" 2 \square 3/8" @ 200 C/EXT.</p>	<p>6.80 4x5/8"+4x1/2" 2 \square 3/8" @ 200 C/EXT.</p>	<p>6.80 8x1/2" 2 \square 3/8" @ 200 C/EXT.</p>

PROYECTO:
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN HOTEL DE CONCRETO ARMADO

UBICACION:
DISTRITO: MIRAFLORES
PROVINCIA: LIMA

ESTRUCTURAS

PLANO:
CUADRO DE COLUMNAS Y PLACAS

DISEÑO:
MIGUEL FLORES BRUNO
CARLOS VALDIVIA CANTARO

DIBUJO:
MIGUEL FLORES BRUNO
CARLOS VALDIVIA CANTARO

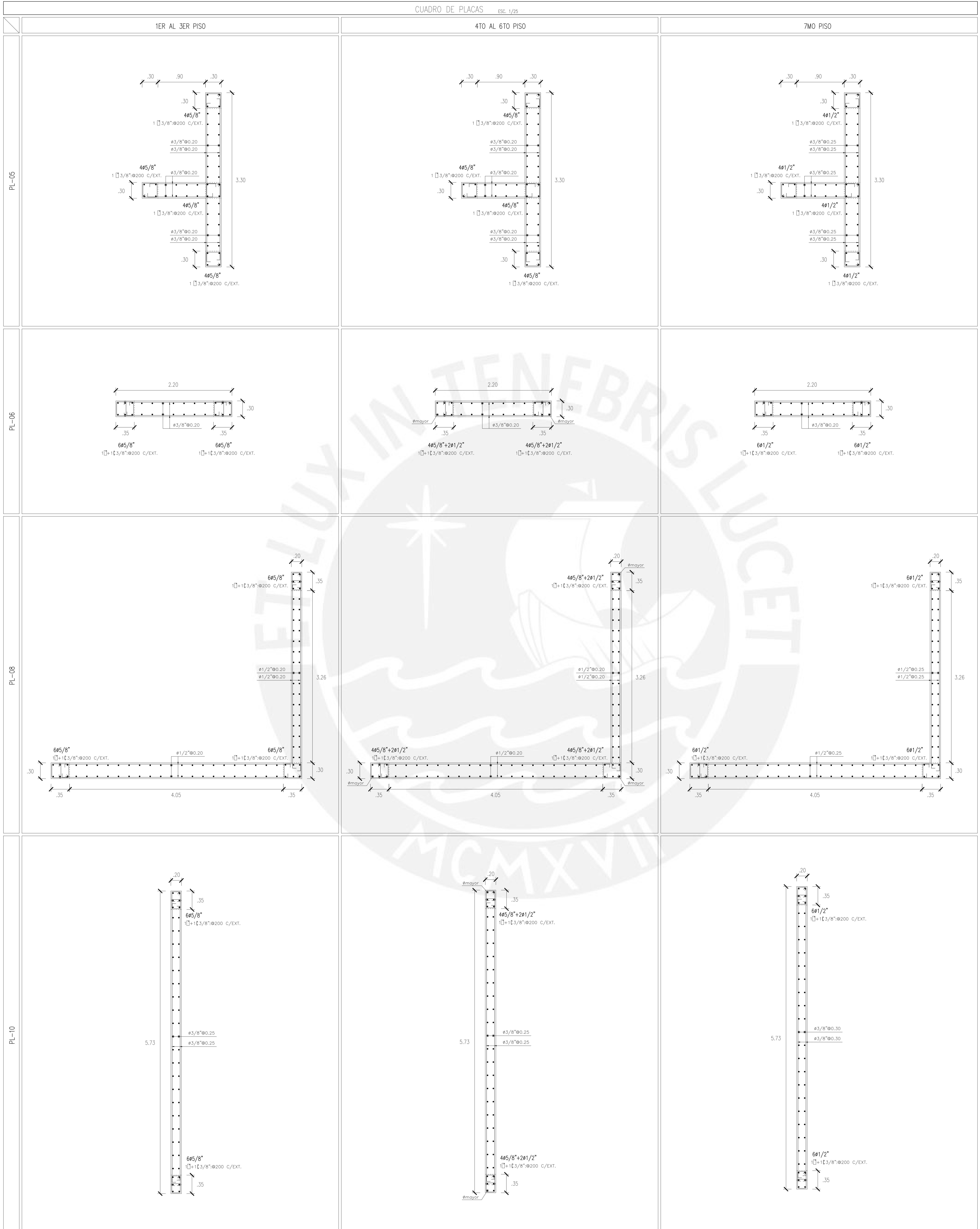
REVISION:
DANIEL QUIRIN WONG

FECHA:
DICIEMBRE 2015

ESCALA:
LÁMINA
E-03

1/25

CUADRO DE PLACAS ESC. 1/25



PROYECTO:
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN HOTEL DE CONCRETO ARMADO

UBICACION:
 DISTRITO: MIRAFLORES
 PROVINCIA: LIMA

ESTRUCTURAS

PLANO:
 CUADRO DE PLACAS

DISEÑO:
 MIGUEL FLORES BRUNO
 CARLOS VALDIVIA CANTARO

DIBUJO:
 MIGUEL FLORES BRUNO
 CARLOS VALDIVIA CANTARO

REVISION:
 DANIEL QUIRIN WONG

FECHA:
 DICIEMBRE 2015

ESCALA:
 1/25

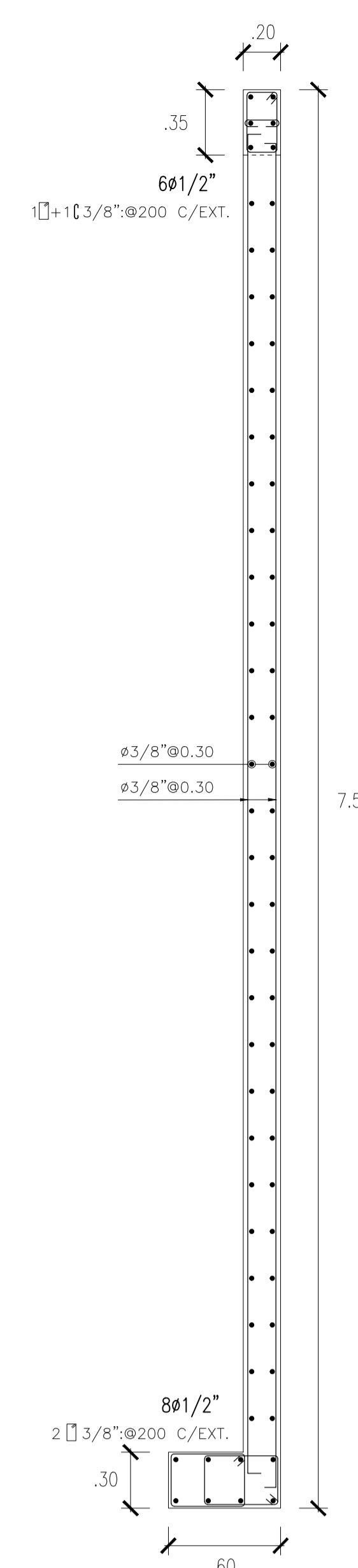
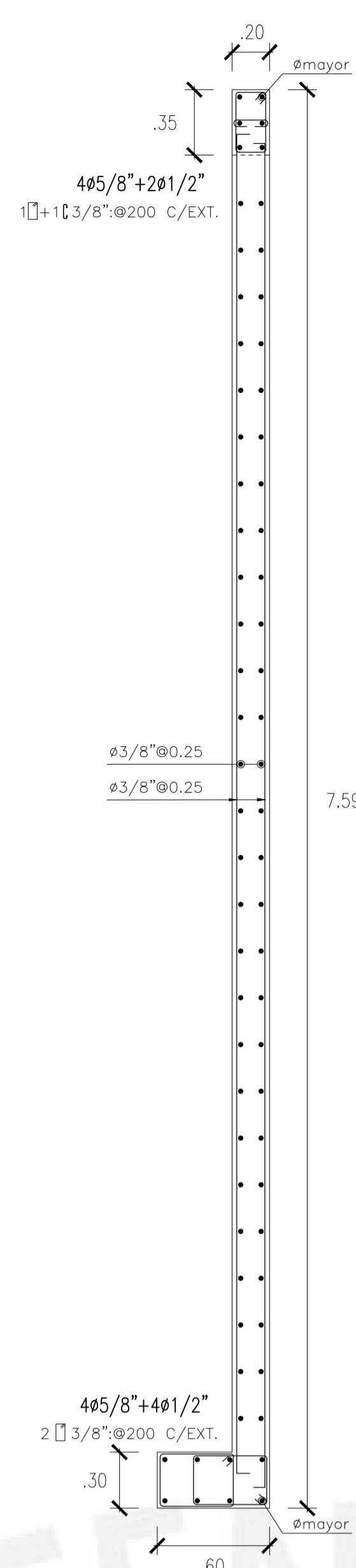
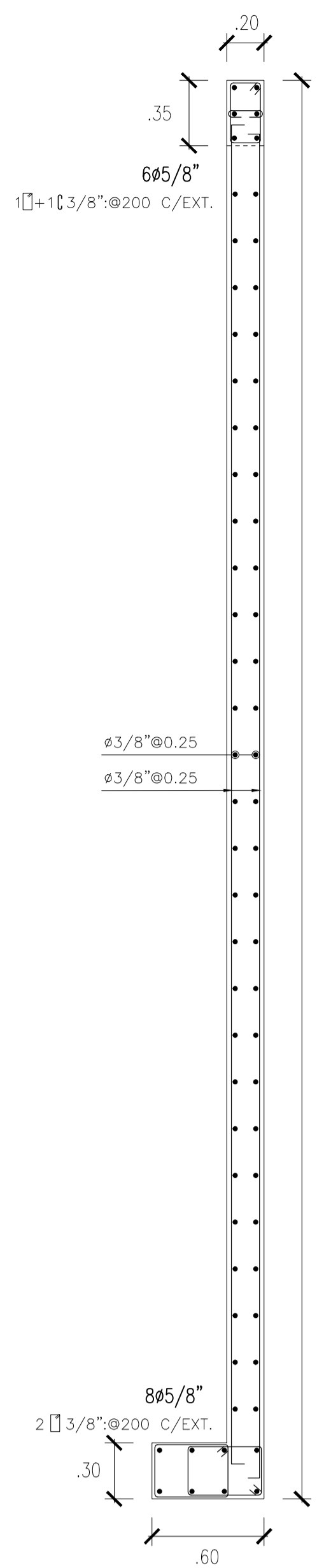
E-04

1ER AL 3ER PISO

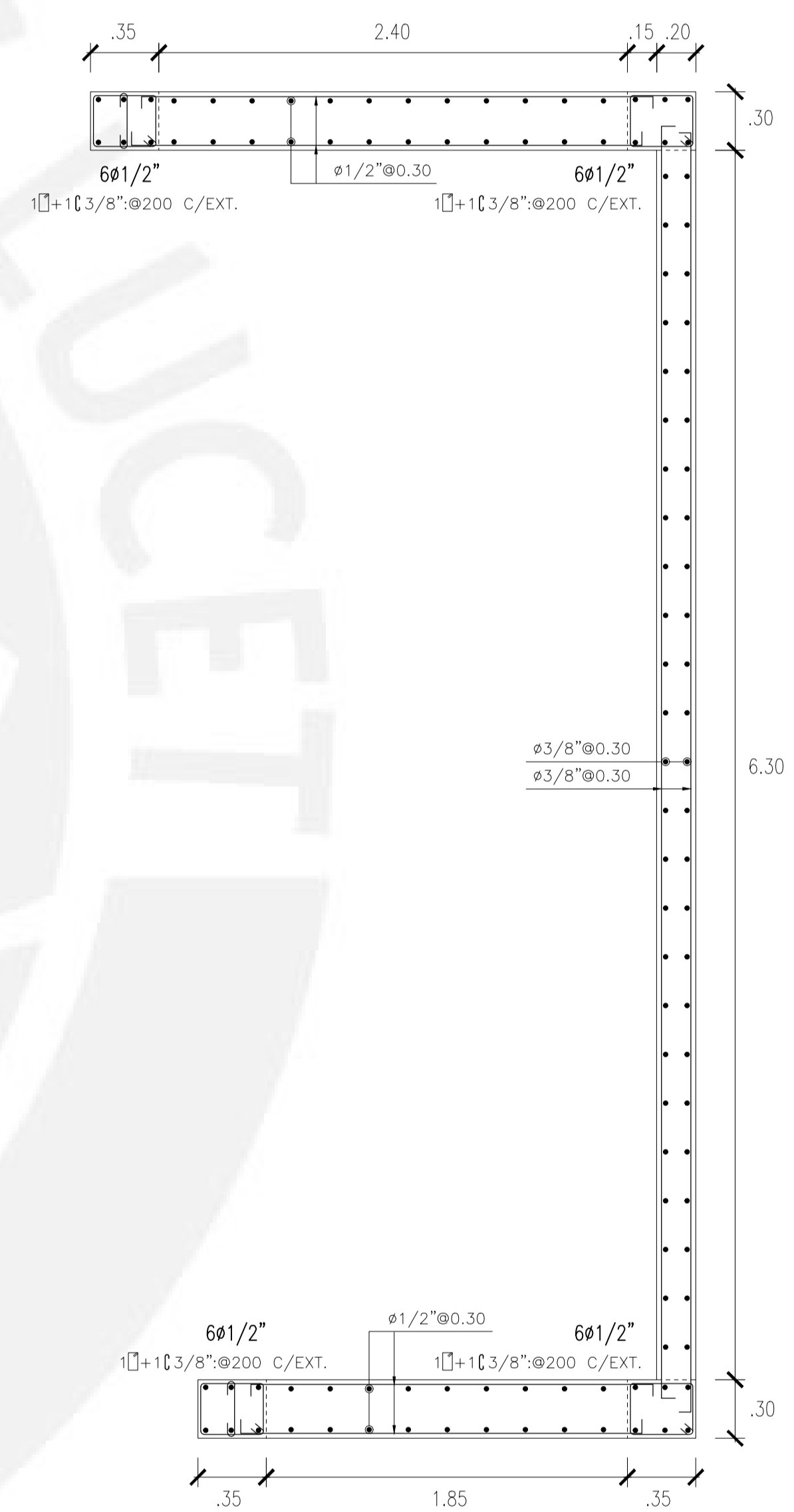
4TO AL 6TO PISO

7MO PISO

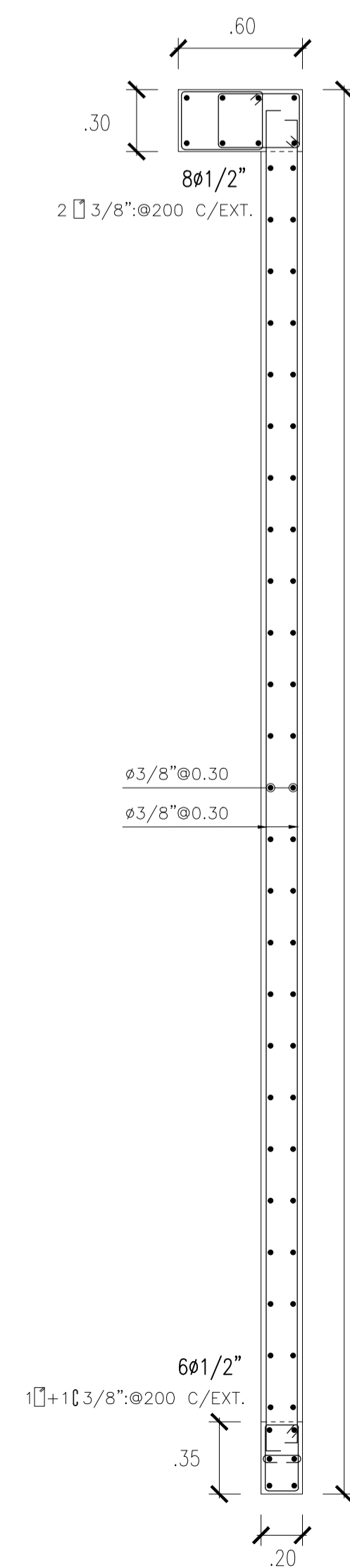
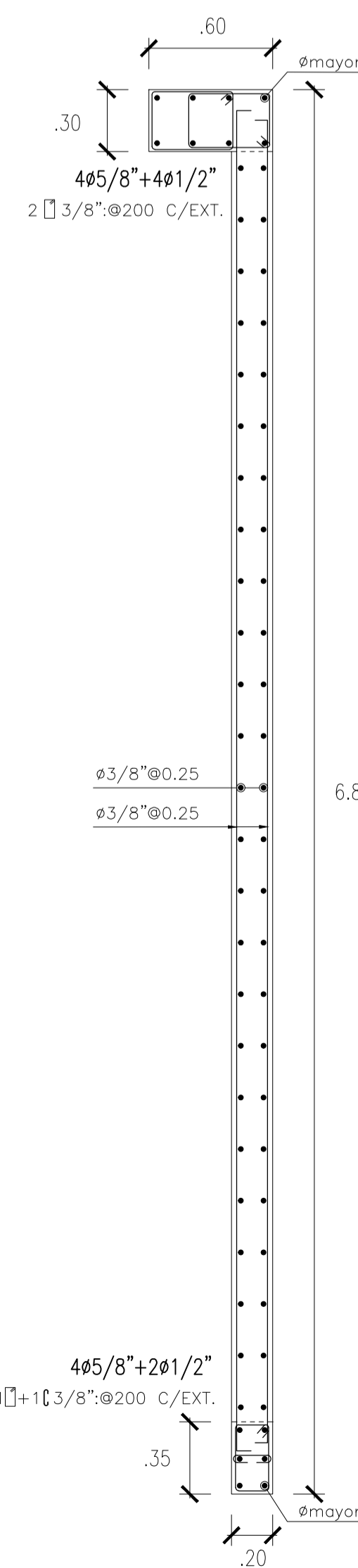
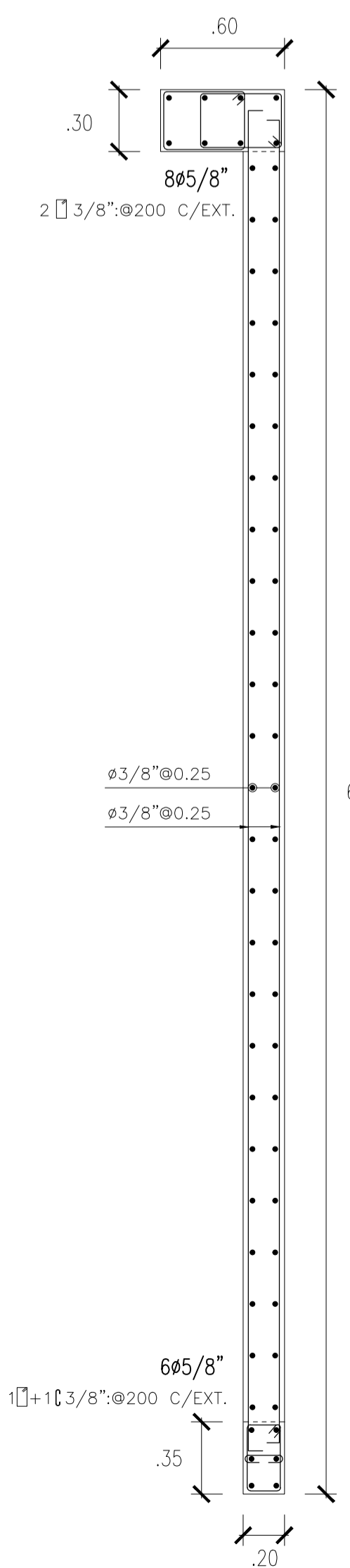
PL-07



PL-09



PL-11



PROYECTO:

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN HOTEL DE CONCRETO ARMADO

UBICACION:

DISTRITO: MIRAFLORES
PROVINCIA: LIMA

ESTRUCTURAS

PLANO:

CUADRO DE PLACAS

DISEÑO:

MIGUEL FLORES BRUNO
CARLOS VALDIVIA CANTARO

DIBUJO:

MIGUEL FLORES BRUNO
CARLOS VALDIVIA CANTARO

REVISION:

DANIEL QUIRIN WONG

FECHA:

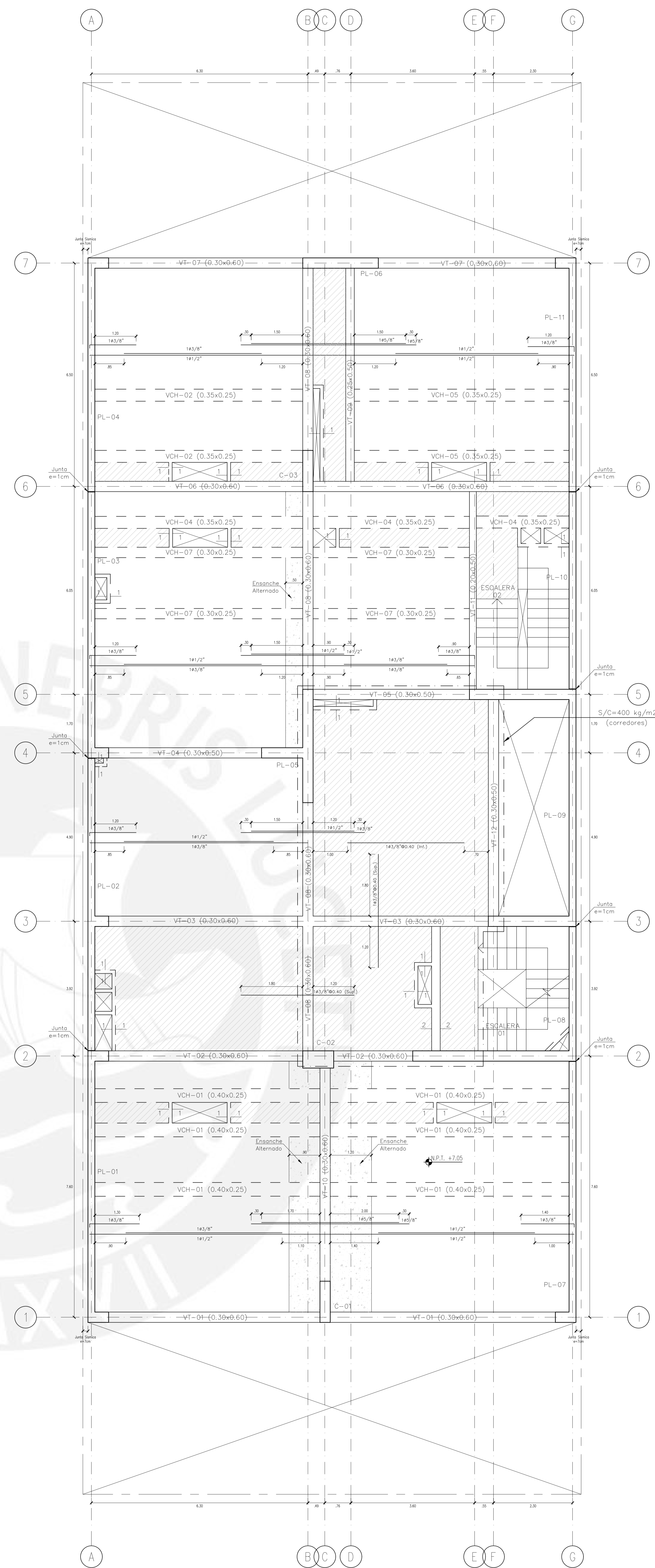
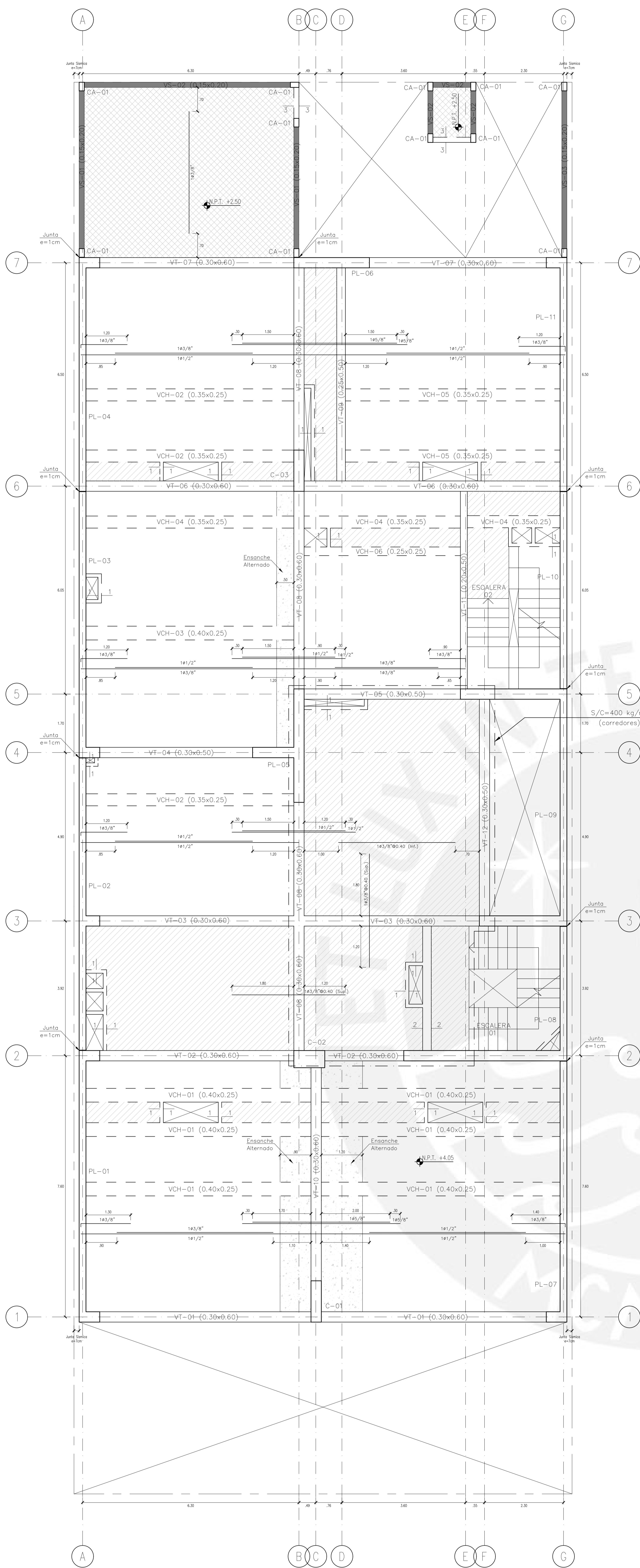
DICIEMBRE 2015

ESCALA:

LAMPA

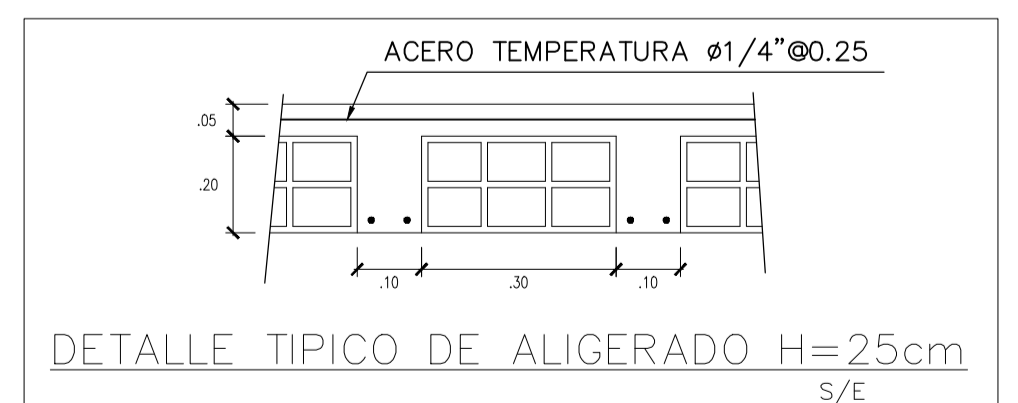
E-05

1/25

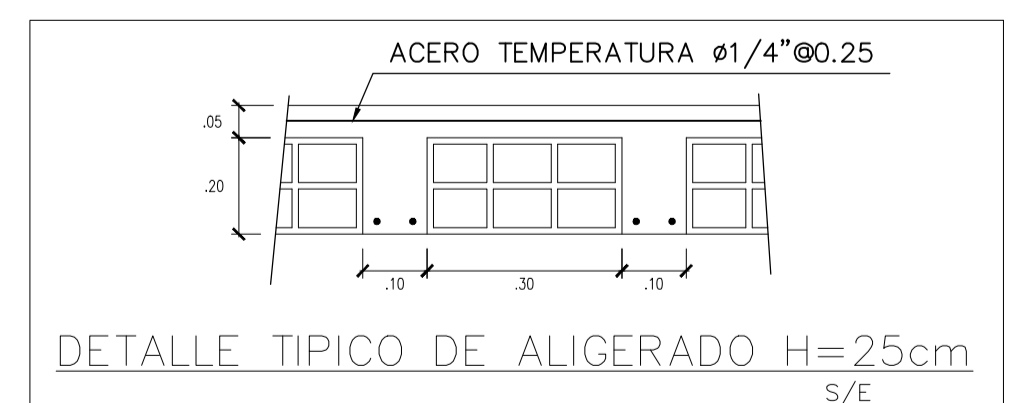


ENCOFRADO TECHO DE 1ER PISO N.P.T.+2.50,+4.05
S/C=400kg/m2 (corredores), S/C=200kg/m2 (cuartos)

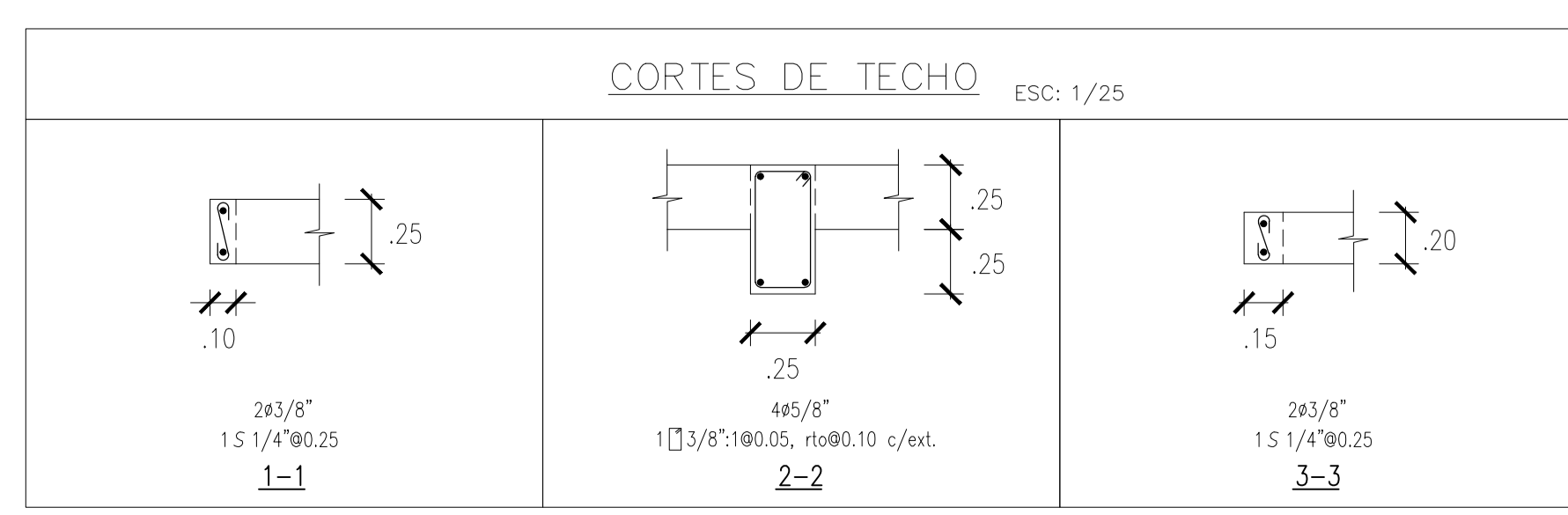
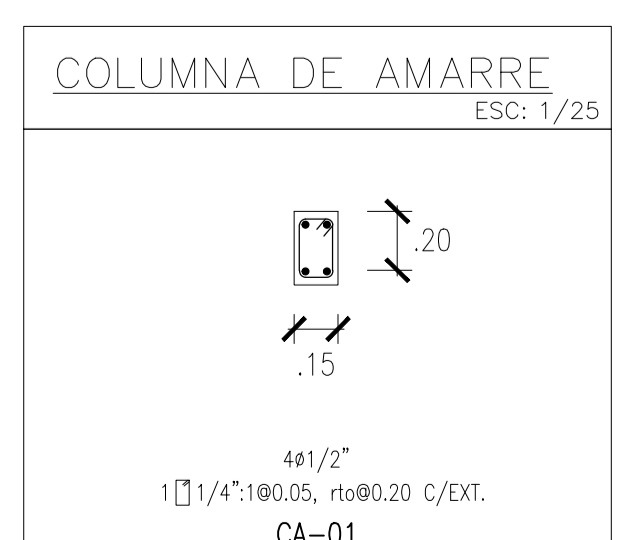
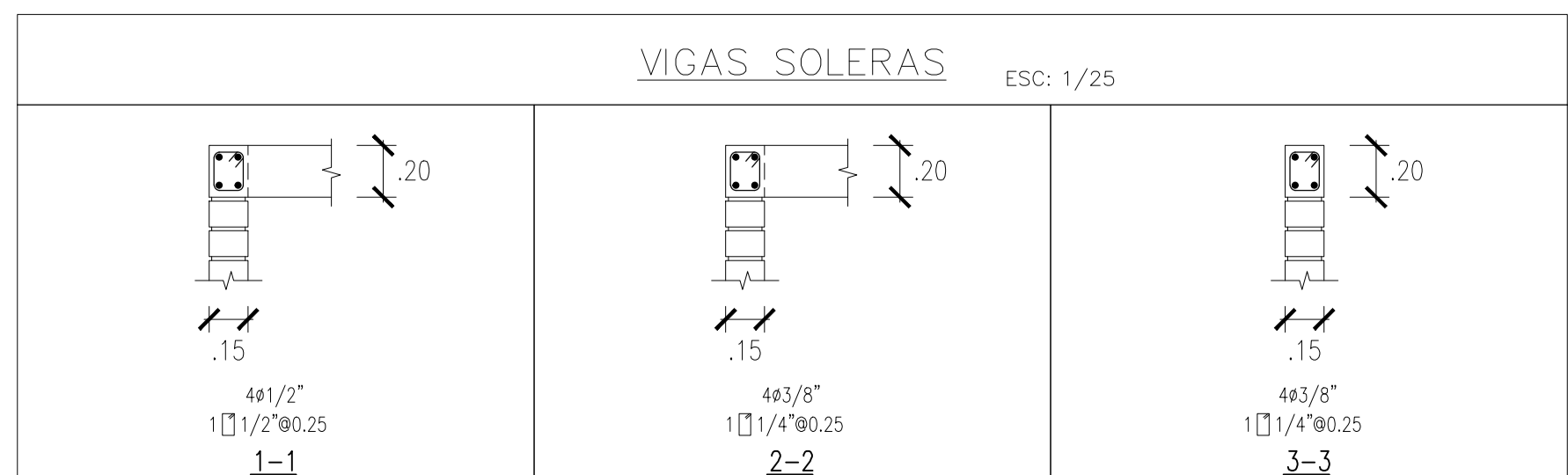
ENCOFRADO TECHO DE 2DO PISO N.P.T.+7.05
S/C=400kg/m2 (corredores), S/C=200kg/m2 (cuartos)



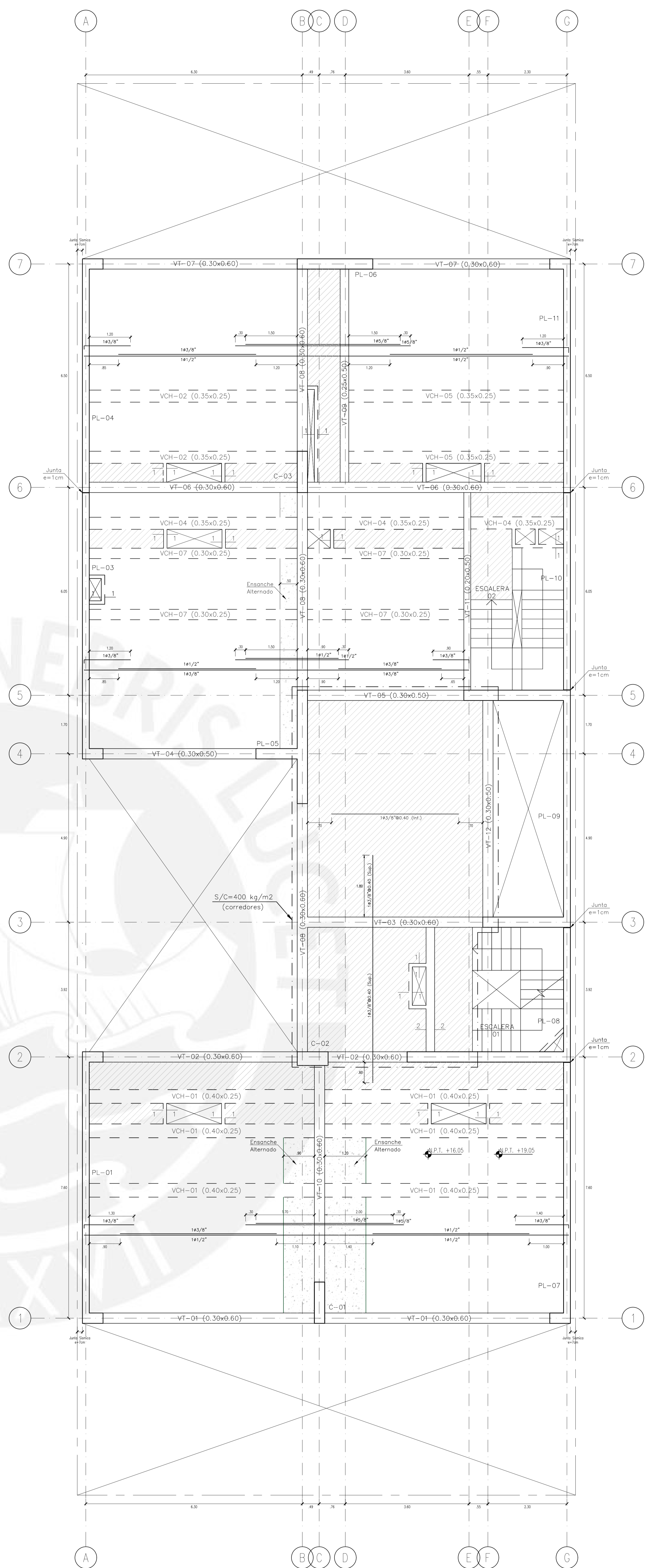
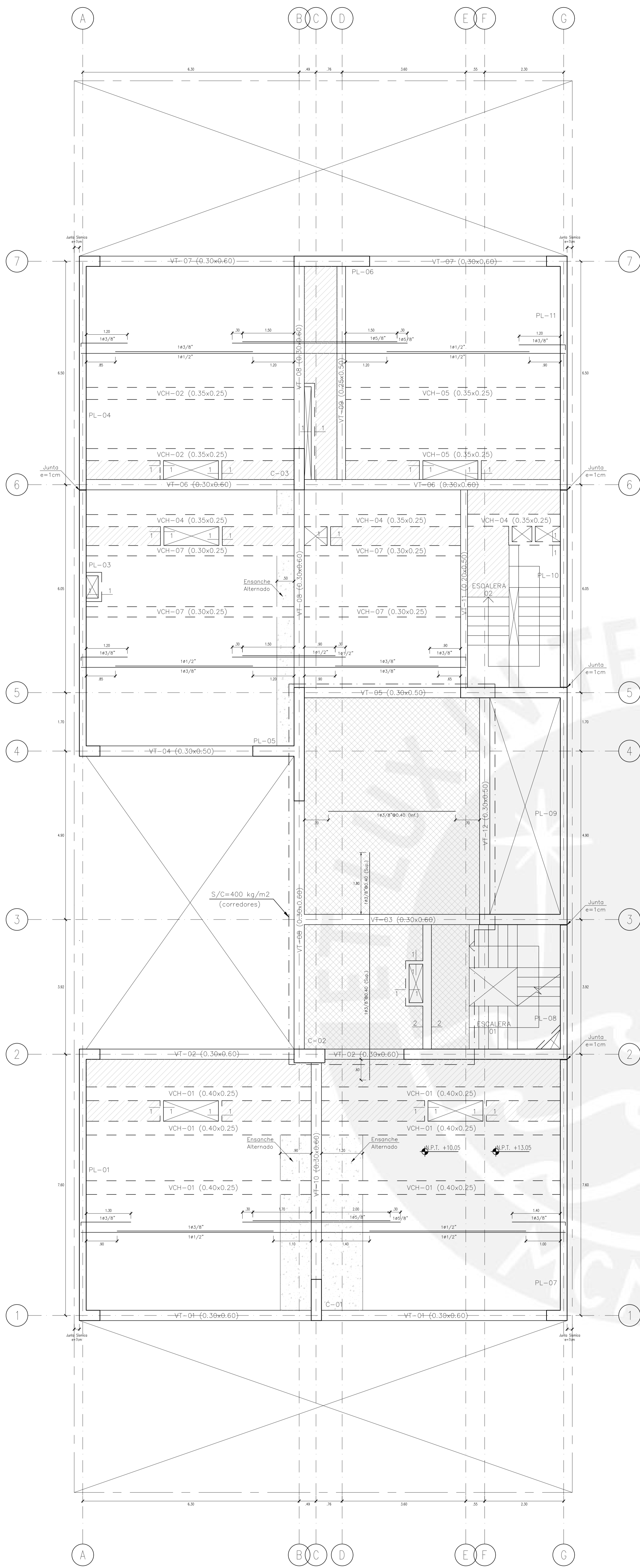
- Losa Aligerada Conventional h=0.25m (Espaciamiento entre viguetas @0.40)
- Losa Maciza h=0.25m
Malla Inferior $\phi 3/8'' @ 0.20$
Malla Superior $\phi 3/8'' @ 0.40$
(Solo se muestra refuerzo adicional)
- Losa Maciza h=0.20m
Malla Inferior $\phi 3/8'' @ 0.20$
Malla Superior $\phi 3/8'' @ 0.40$
(Solo se muestra refuerzo adicional)



- Losa Aligerada Conventional h=0.25m (Espaciamiento entre viguetas @0.40)
- Losa Maciza h=0.25m
Malla Inferior $\phi 3/8'' @ 0.20$
Malla Superior $\phi 3/8'' @ 0.40$
(Solo se muestra refuerzo adicional)

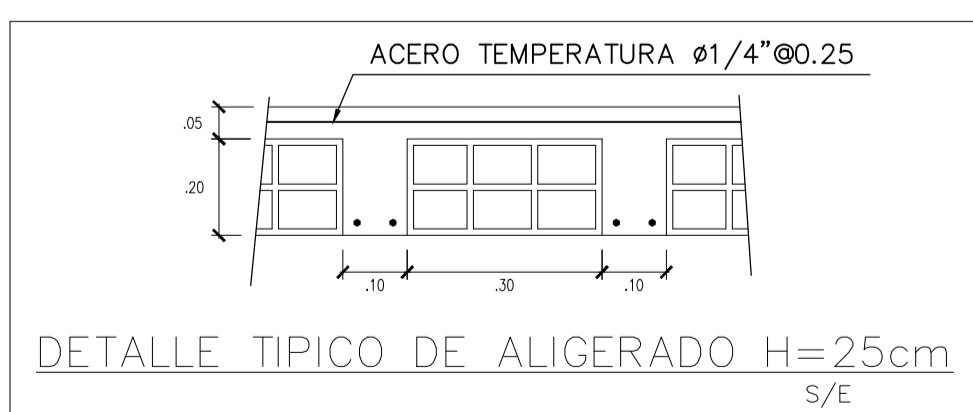


PROYECTO:	
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN HOTEL DE CONCRETO ARMADO	
UBICACION:	
DISTRICTO: MIRAFLORES	
PROVINCIA: LIMA	
ESTRUCTURAS	
PLANO:	ENCOFRADO 1ER Y 2DO PISO
DISEÑO:	MIGUEL FLORES BRUNO CARLOS VALDIVIA CANTARO
DIBUJO:	MIGUEL FLORES BRUNO CARLOS VALDIVIA CANTARO
REVISION:	DANIEL QUIRIN WONG
FECHA:	DICIEMBRE 2015
ESCALA:	1:50, 1:25



ENCOFRADO TECHO DE 3ER Y 4TO PISO N.P.T.+10.05,+13.05
S/C=400kg/m² (corredores), S/C=200kg/m² (cuartos)

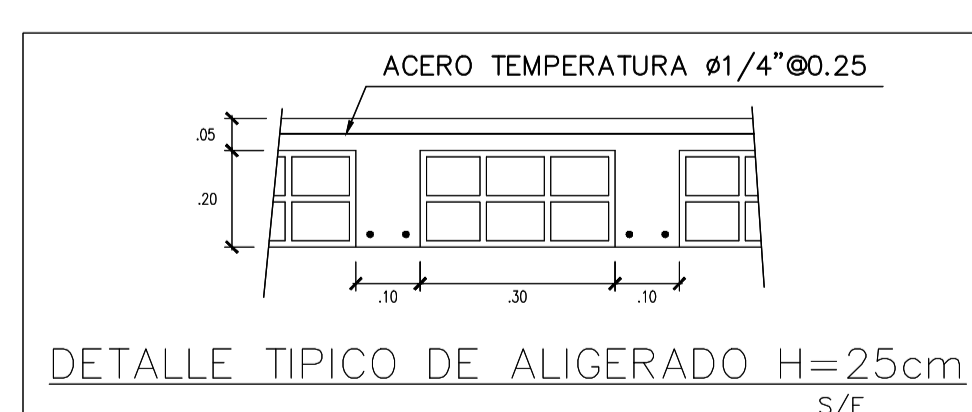
ESC: 1/50



- Losa Aligerada Conventional h=0.25m (Espaciamento entre viguetas @0.40)
- Losa Maciza h=0.25m
Malla Inferior $\phi 3/8'' @ 0.20$
Malla Superior $\phi 3/8'' @ 0.40$
(Solo se muestra refuerzo adicional)
- Losa Maciza h=0.25m
Malla Inferior $\phi 1/2'' @ 0.20$
Malla Superior $\phi 1/2'' @ 0.20$
(Solo se muestra refuerzo adicional)

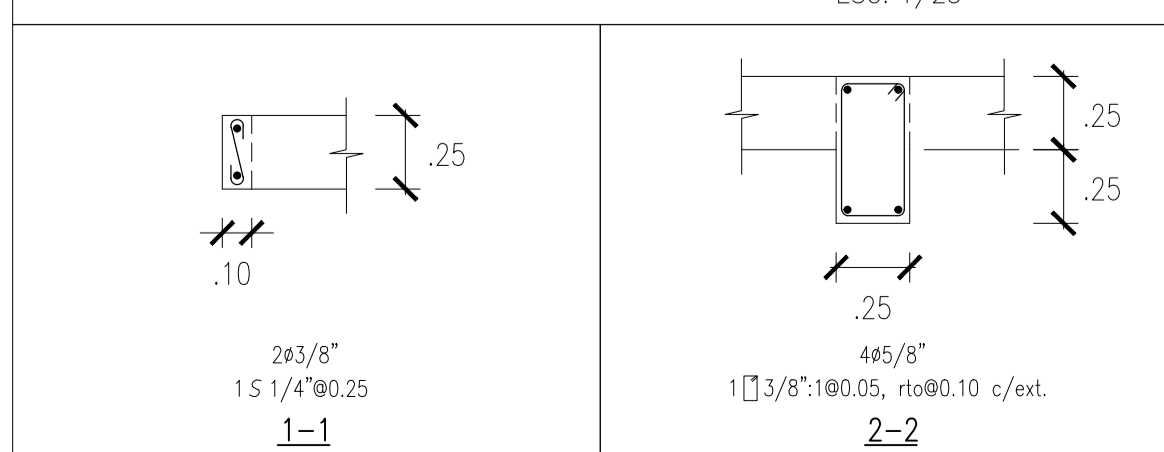
ENCOFRADO TECHO DE 5TO Y 6TO PISO N.P.T.+16.05,+19.05
S/C=400kg/m² (corredores), S/C=200kg/m² (cuartos)

ESC: 1/50



- Losa Aligerada Conventional h=0.25m (Espaciamento entre viguetas @0.40)
- Losa Maciza h=0.25m
Malla Inferior $\phi 3/8'' @ 0.20$
Malla Superior $\phi 3/8'' @ 0.40$
(Solo se muestra refuerzo adicional)

CORTES DE TECHO ESC: 1/25



PROYECTO:

DISEÑO ESTRUCTURAL
DE UN HOTEL DE
CONCRETO ARMADO

UBICACION:

DISTRICTO: MIRAFLORES
PROVINCIA: LIMA

ESTRUCTURAS

PLANO:

ENCOFRADO 3ER AL 6TO PISO

DISEÑO:

MIGUEL FLORES BRUNO
CARLOS VALDIVIA CANTARO

DIBUJO:

MIGUEL FLORES BRUNO
CARLOS VALDIVIA CANTARO

REVISION:

DANIEL QUIRIN WONG

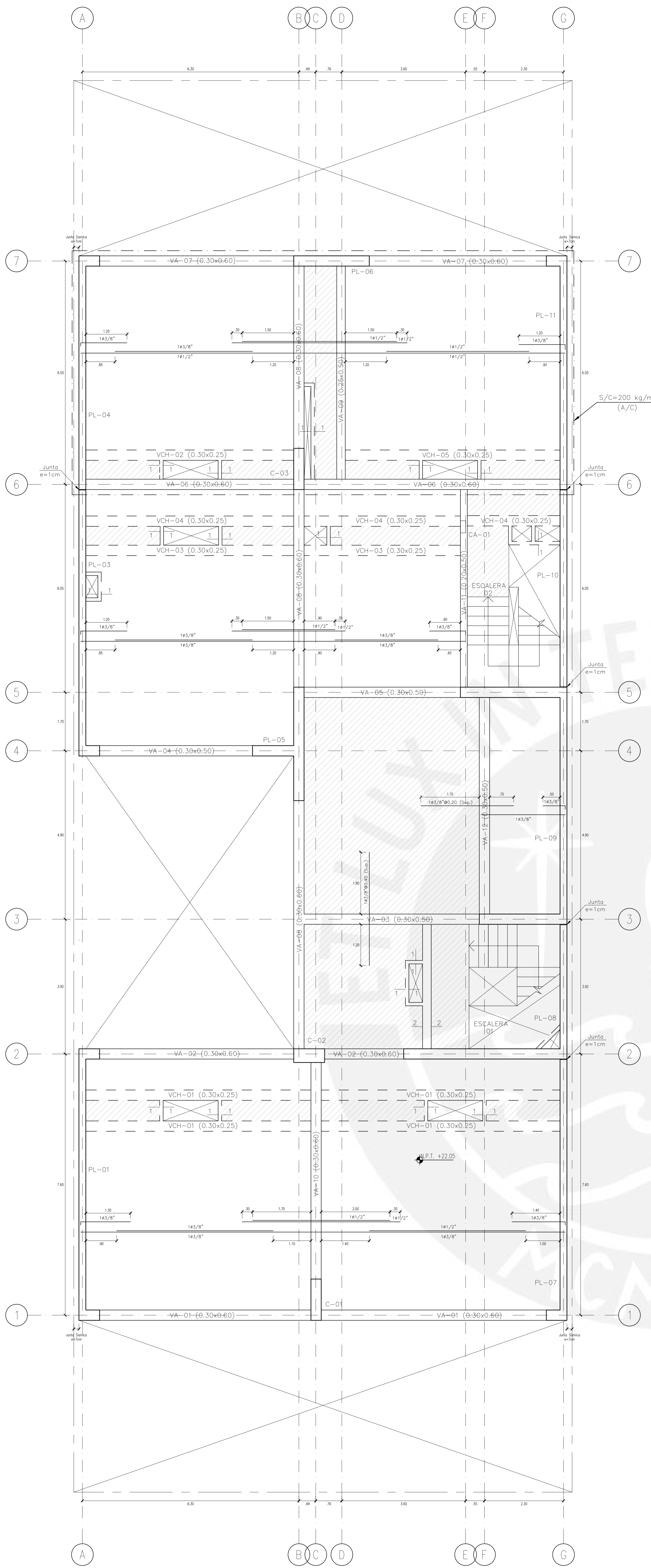
FECHA:

DICIEMBRE 2015

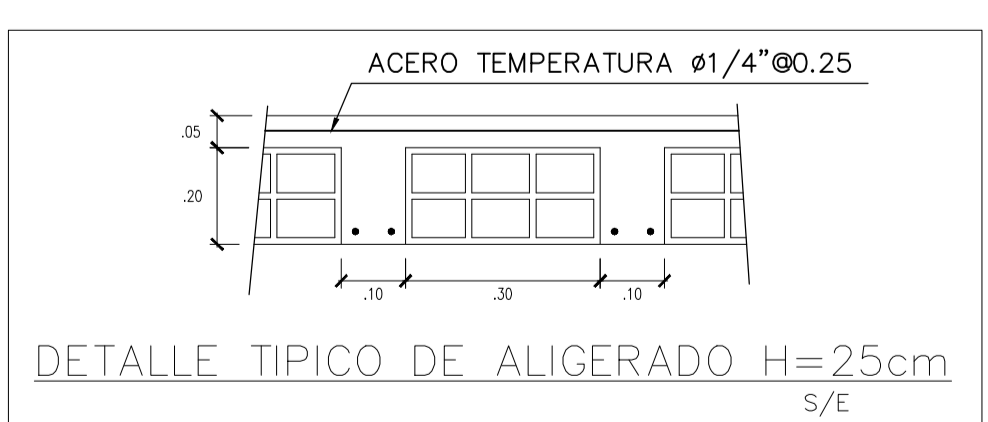
ESCALA:

1:50, 1:25

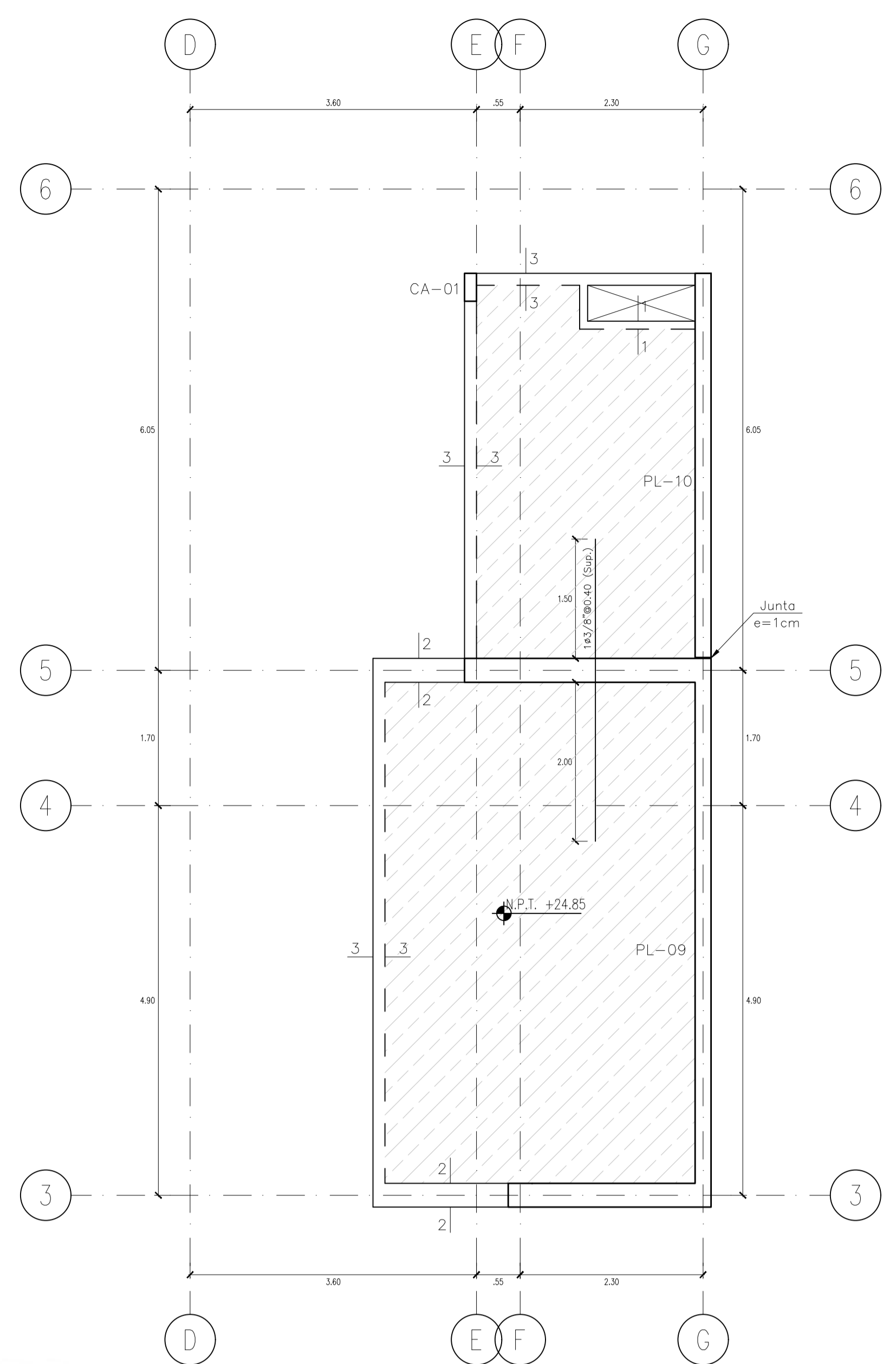
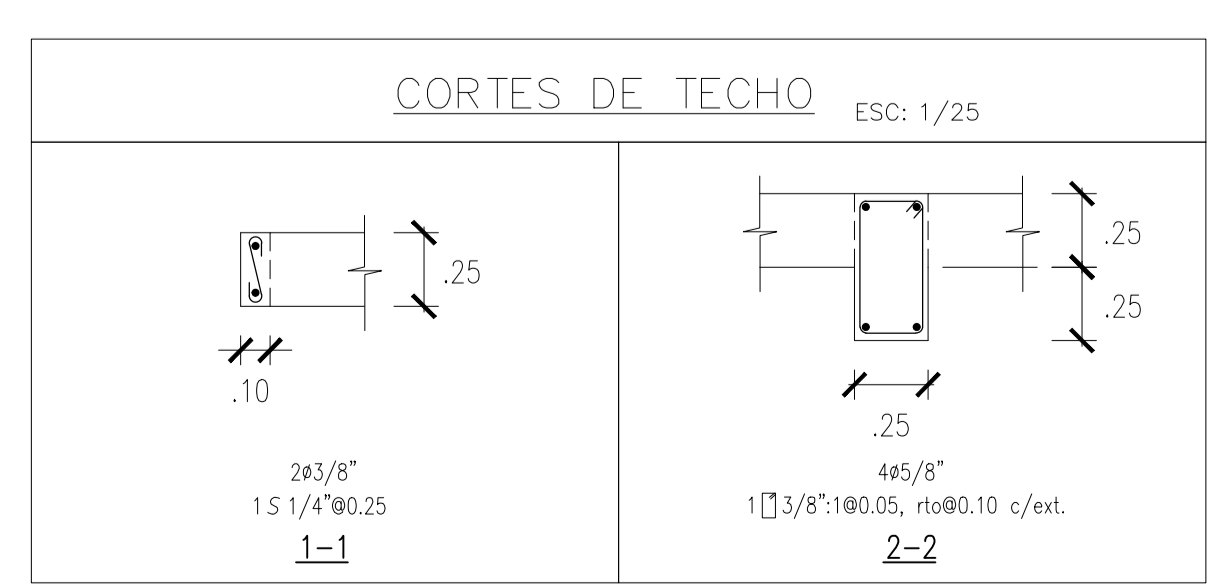
E-07



ENCOFRADO TECHO DE 7MO PISO N.P.T.+22.05
S/C=200kg/m2 (A/C), S/C=100kg/m2 (azotea)
ESC: 1/50

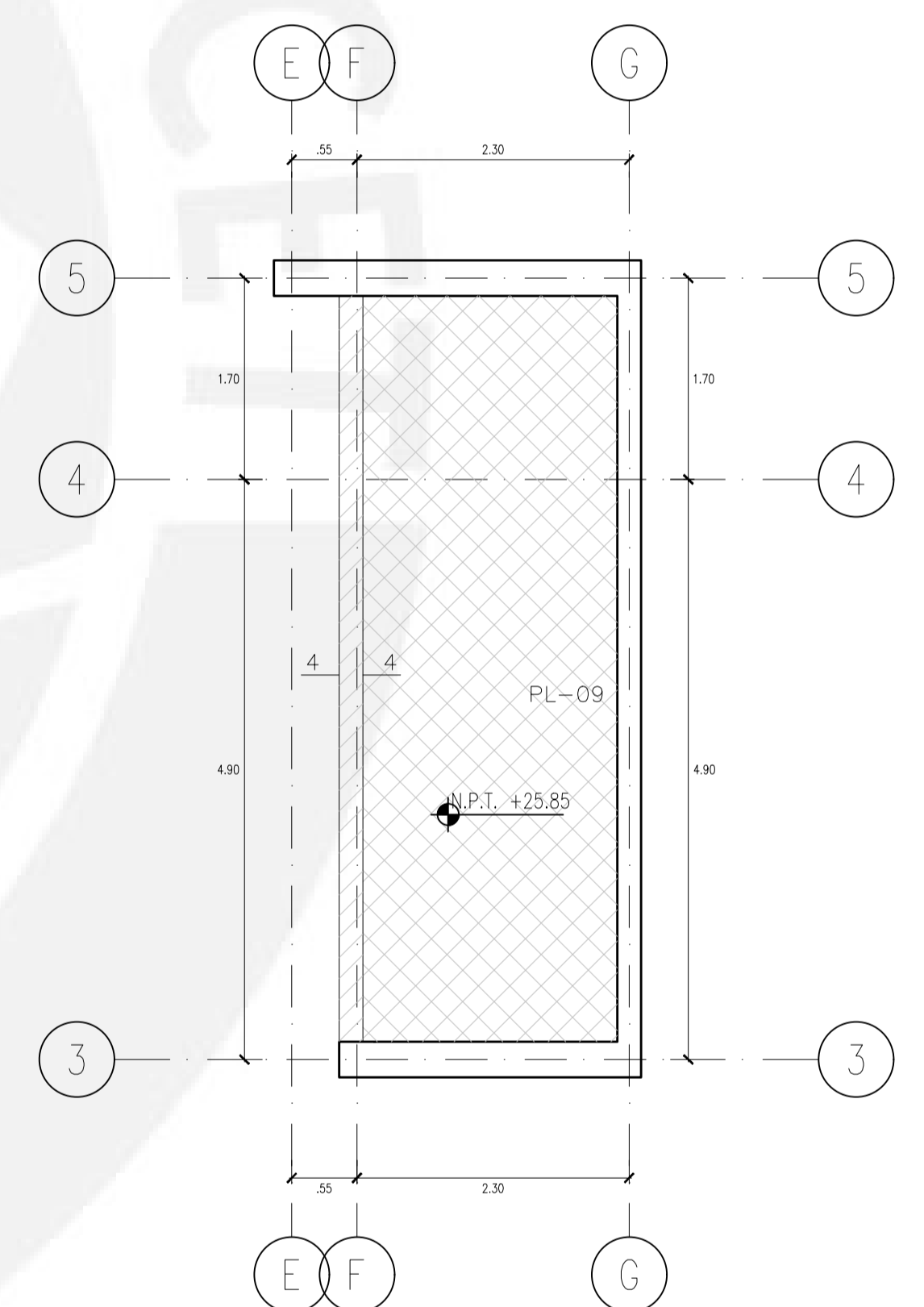


- Losa Aligerada Conventional h=0.25m (Espaciamento entre viguetas @0.40)
- Losa Maciza h=0.25m Malla Inferior #3/8" @0.20 Malla Superior #3/8" @0.40 (Solo se muestra refuerzo adicional)



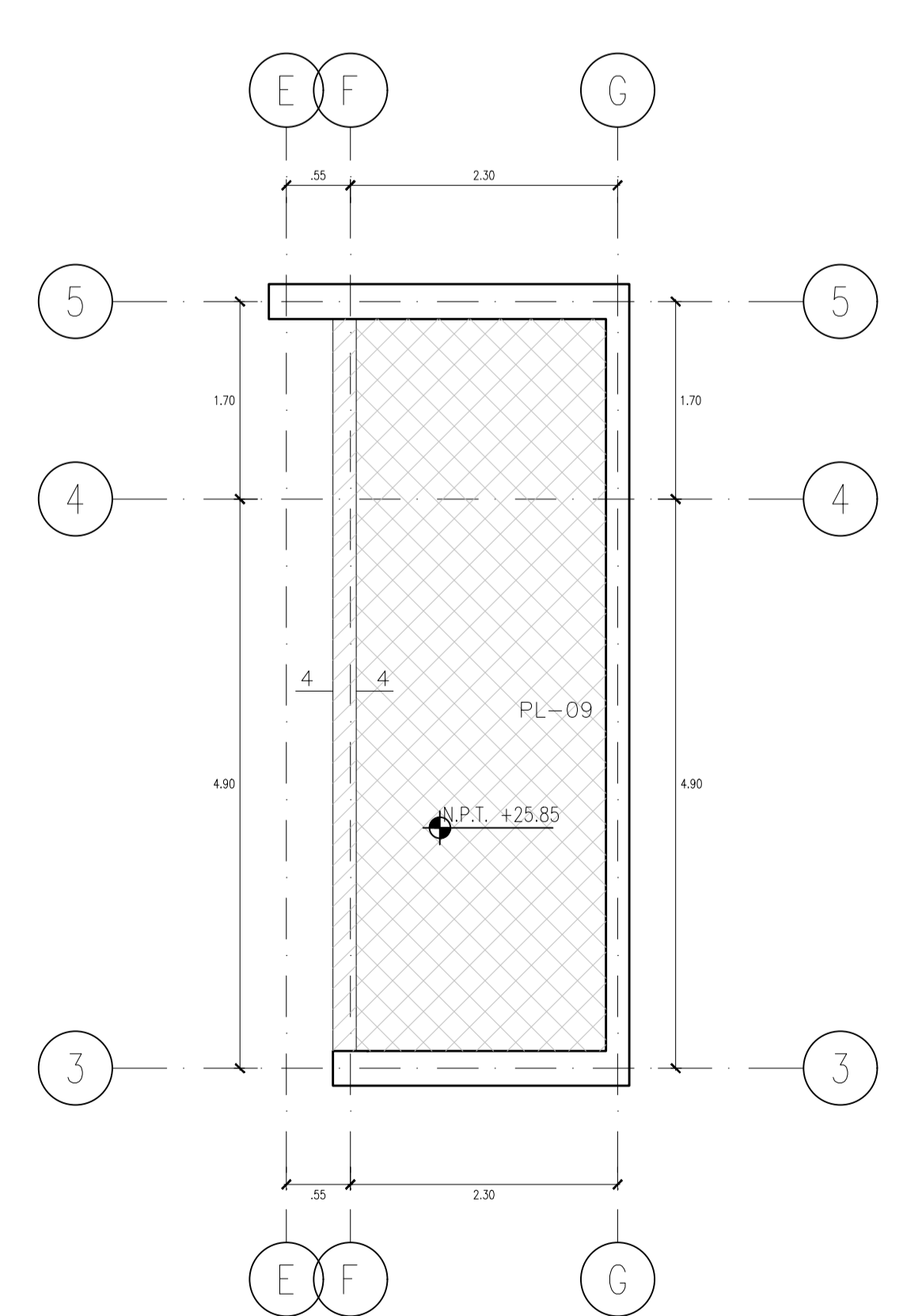
ENCOFRADO TECHO DE AZOTEA N.P.T.+24.85
S/C=100kg/m2
ESC: 1/50

- Losa Maciza h=0.20m Malla Inferior #3/8" @0.20 Malla Superior #3/8" @0.20 (Solo se muestra refuerzo adicional)



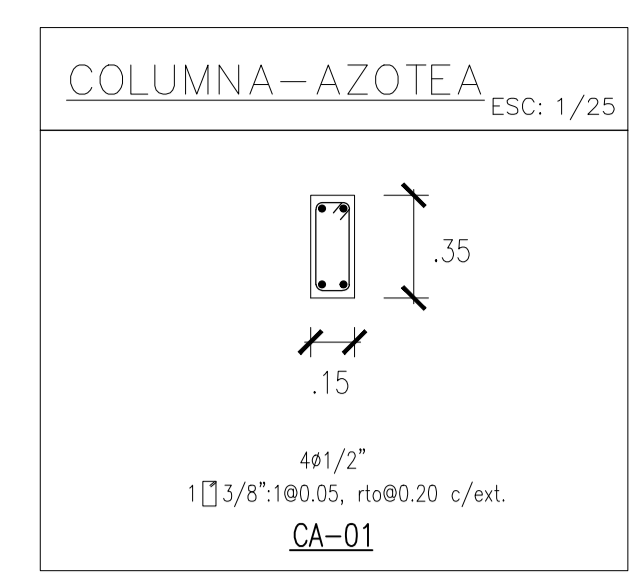
ENCOFRADO DE PISO DE TANQUE ELEVADO N.P.T.+25.85
S/C=1500kg/m2
ESC: 1/50

- Losa Maciza h=0.20m Malla Inferior #3/8" @0.20 Malla Superior #3/8" @0.20



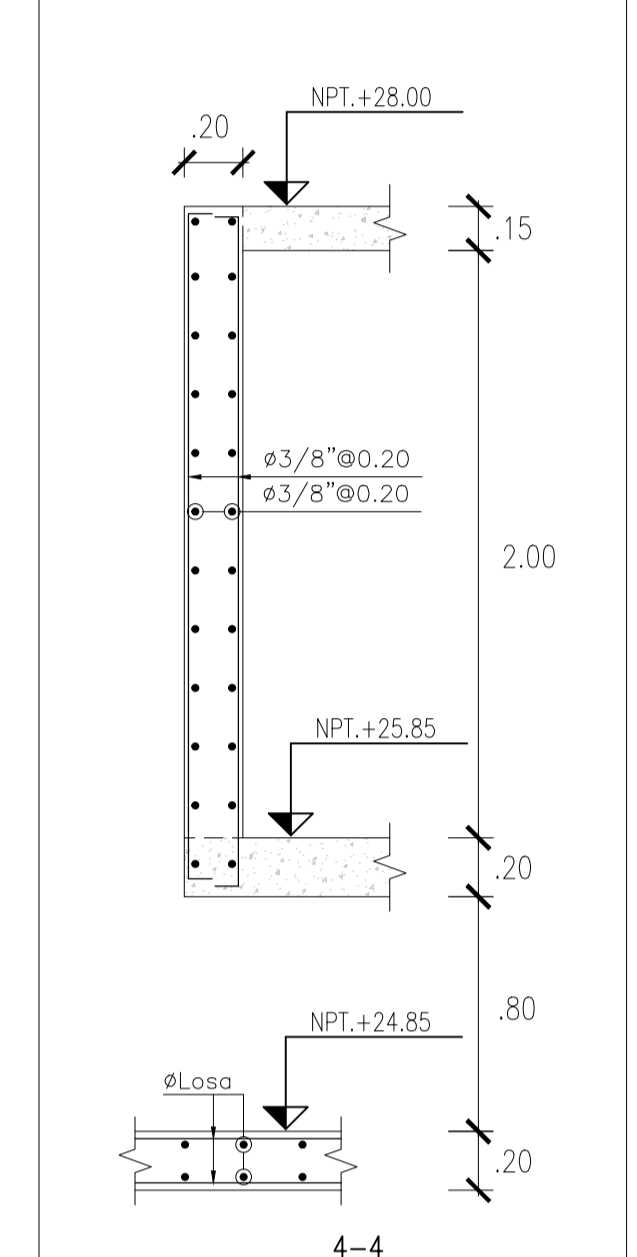
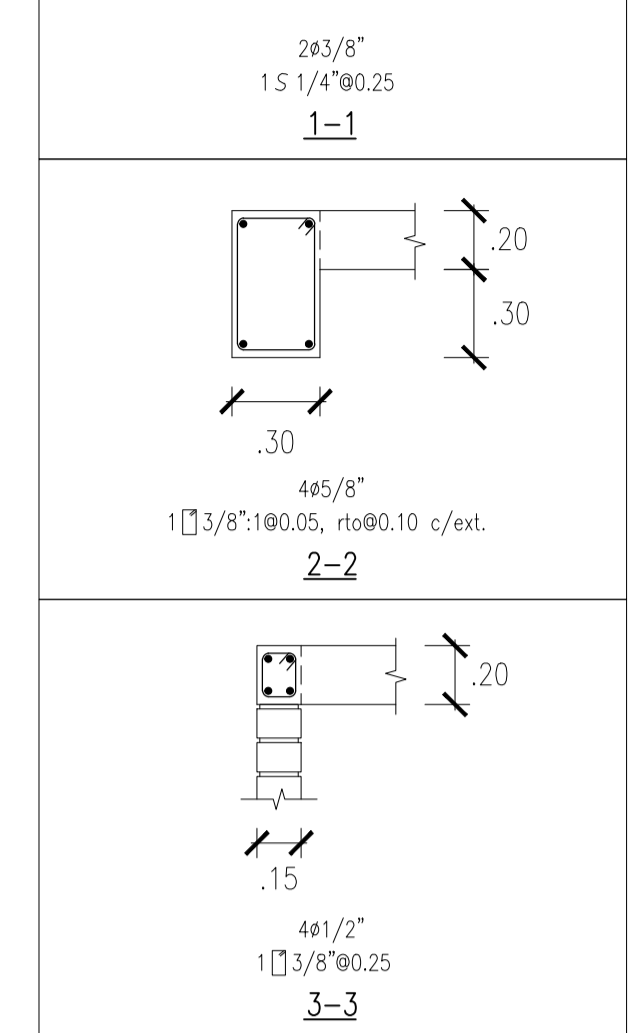
ENCOFRADO DE PISO DE TANQUE ELEVADO N.P.T.+25.85
S/C=1500kg/m2
ESC: 1/50

- Losa Maciza h=0.20m Malla Inferior #3/8" @0.20 Malla Superior #3/8" @0.20



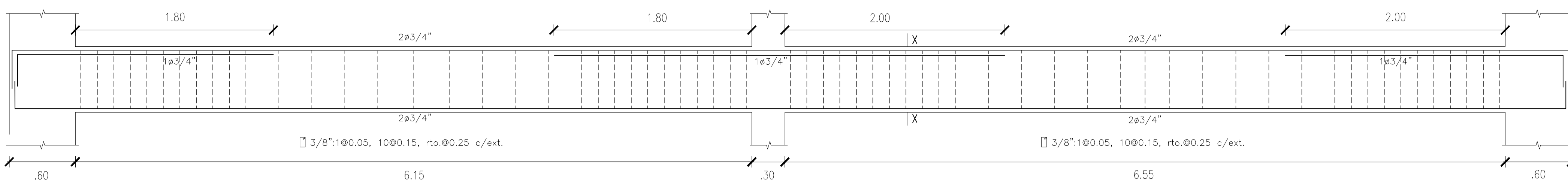
COLUMN-AZOTEA ESC: 1/25

CORTES DE TECHO AZOTEA ESC: 1/25

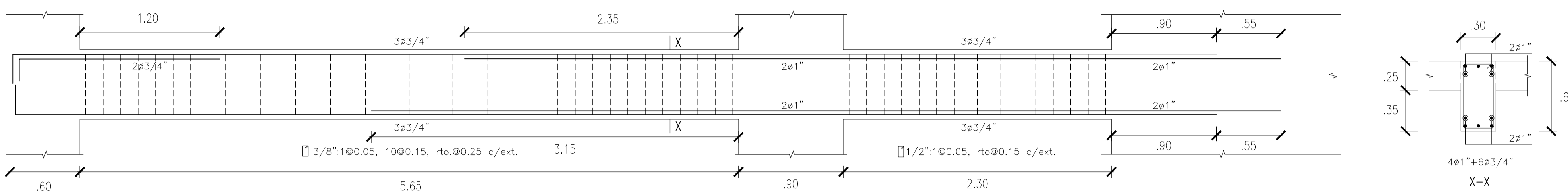


PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN HOTEL DE CONCRETO ARMADO
UBICACION:	DISTrito: MIRAFLORES PROVINCIA: LIMA
ESTRUCTURAS	
PLANO:	ENCOFRADO 7MO PISO, AZOTEA Y TANQUE ELEVADO
DISEÑO:	MIGUEL FLORES BRUNO CARLOS VALDIVIA CANTARO
DIBUJO:	MIGUEL FLORES BRUNO CARLOS VALDIVIA CANTARO
REVISION:	DANIEL QUIRIN WONG
FECHA:	DICIEMBRE 2015
ESCALA:	1:50, 1:25

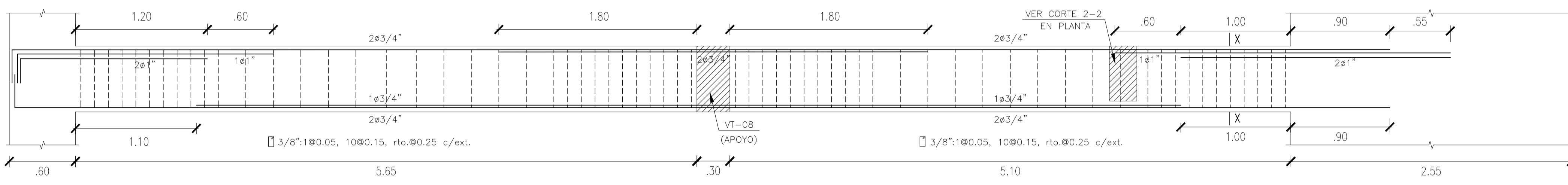
VIGAS PERALTADAS 1ER AL 6TO PISO



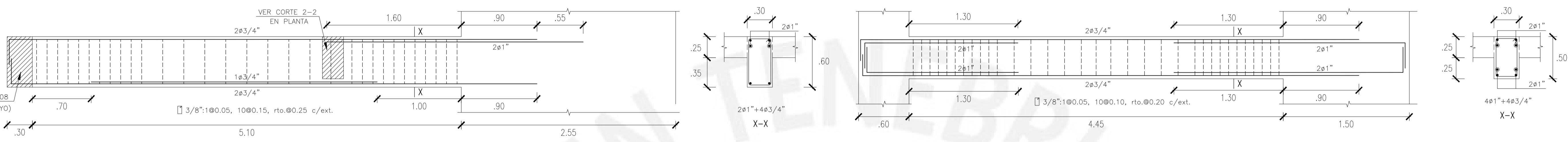
VT-01 (0.30x0.60)



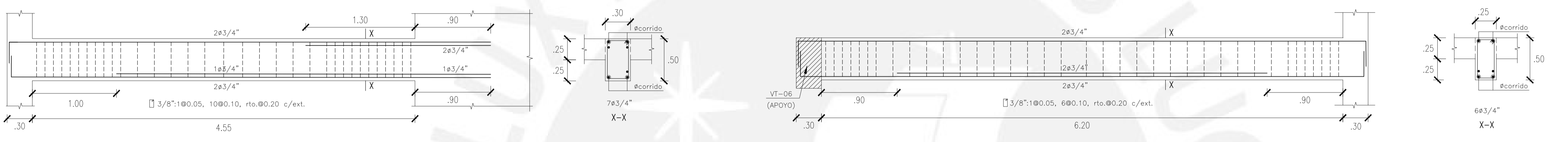
VT-02 (0.30x0.60)



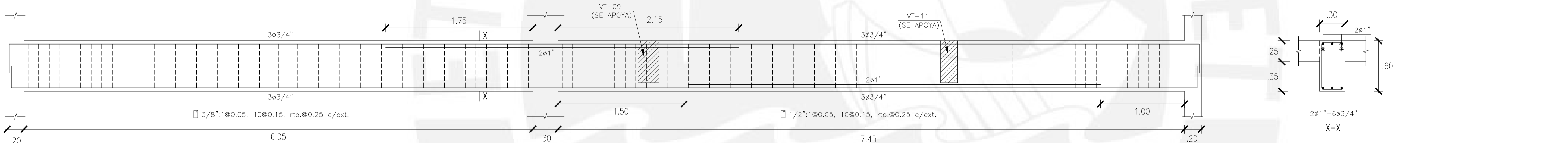
VT-03 (0.30x0.60) 1ER Y 2DO PISO



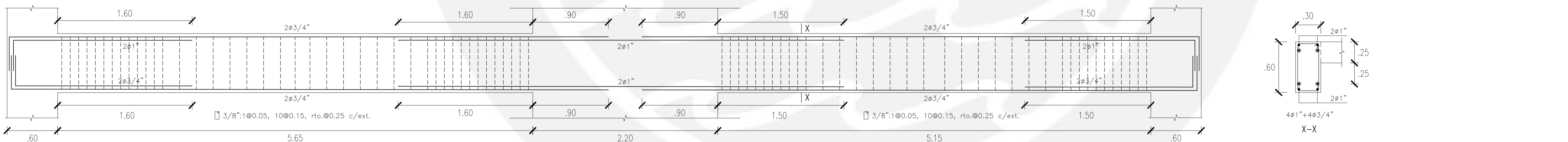
VT-03 (0.30x0.60) 3ER AL 6TO PISO



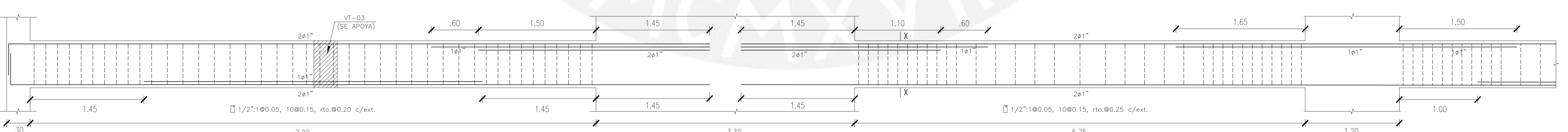
VT-05 (0.30x0.50)



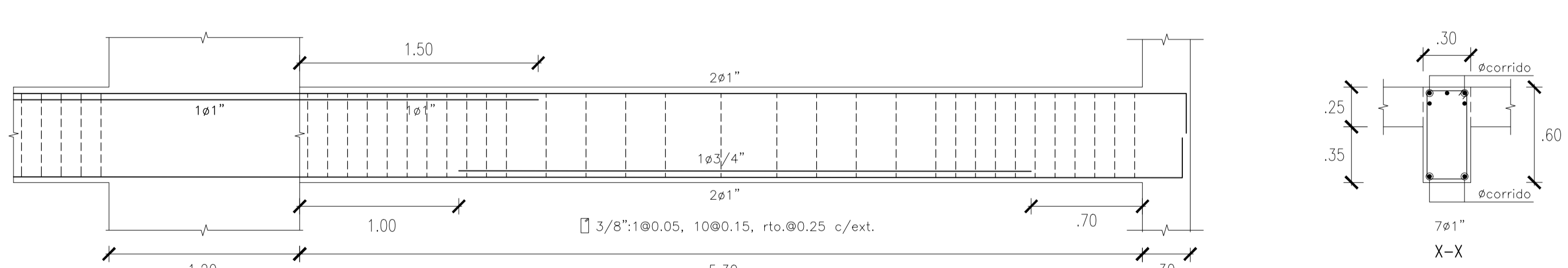
VT-06 (0.30x0.60)



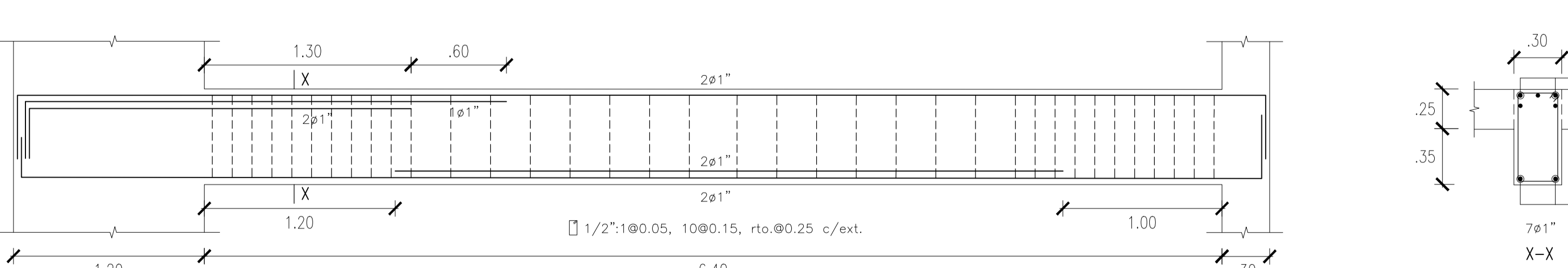
VT-07 (0.30x0.60)



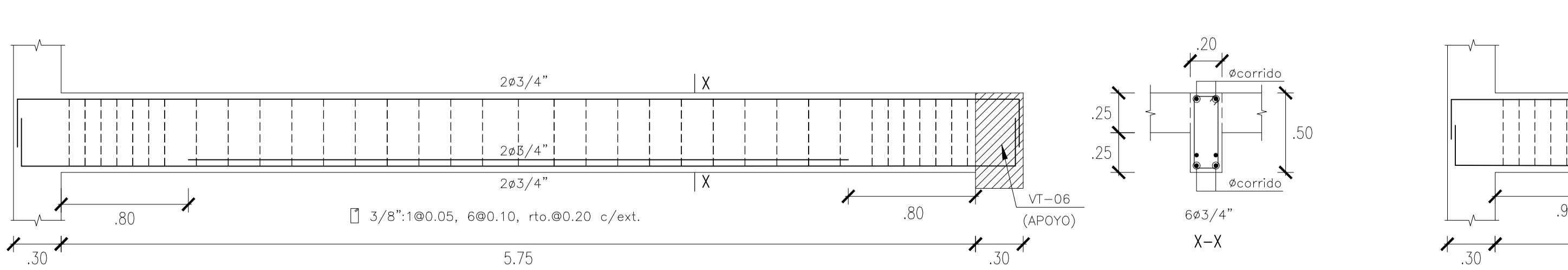
VT-08 (0.30x0.60)



VT-08 (0.30x0.60)



VT-10 (0.30x0.60)



VT-11 (0.20x0.50)

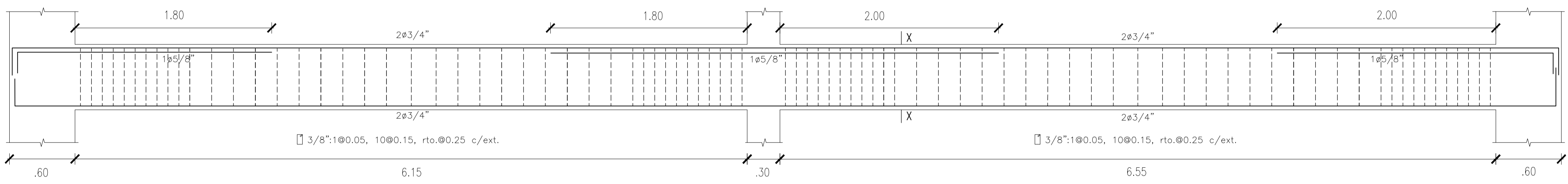
VIGAS CHATAS 1FR AL 6TO PISO



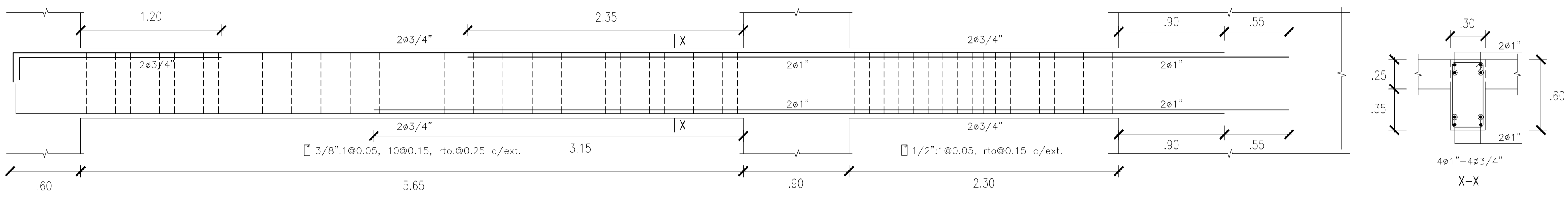
VT-12 (0.30x0.50)

PROYECTO:	
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN HOTEL DE CONCRETO ARMADO	
UBICACION:	
DISTRITO: MIRAFLORES	
PROVINCIA: LIMA	
ESTRUCTURAS	
PLANO:	
VIGAS PERALTADAS 1ER AL 6TO PISO	
DISEÑO:	
MIGUEL FLORES BRUNO	
CARLOS VALDIVIA CANTARO	
DIBUJO:	
MIGUEL FLORES BRUNO	
CARLOS VALDIVIA CANTARO	
REVISION:	
DANIEL QUIRIN WONG	
FECHA:	LAMPA:
DICIEMBRE 2015	E-09
ESCALA:	1:25

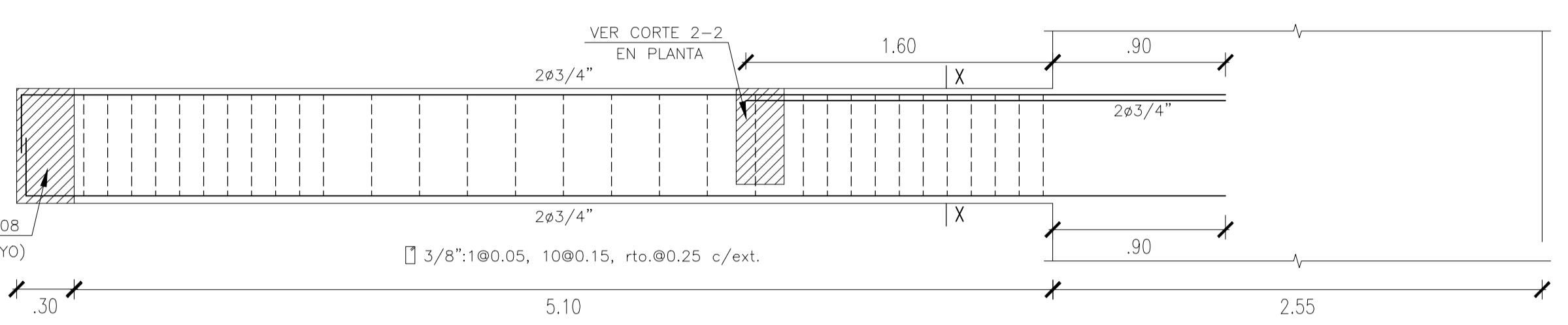
VIGAS 7MO PISO



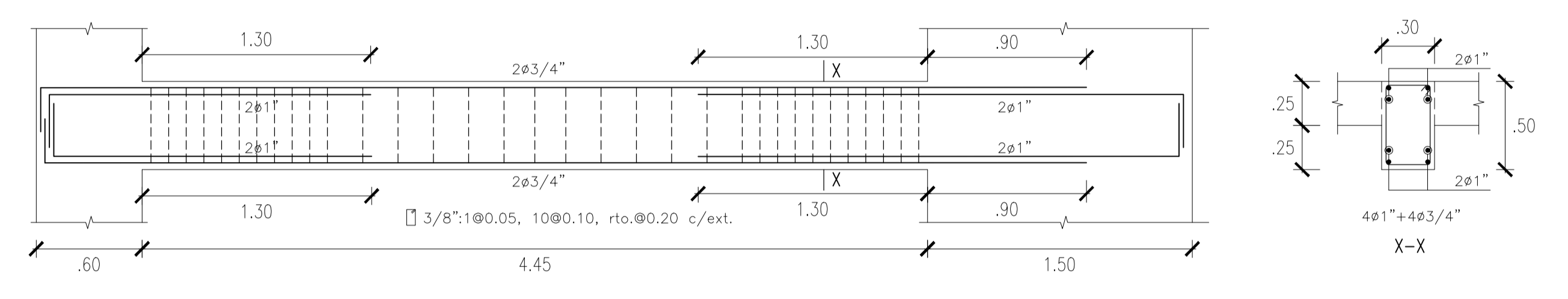
VA-01 (0.30x0.60)



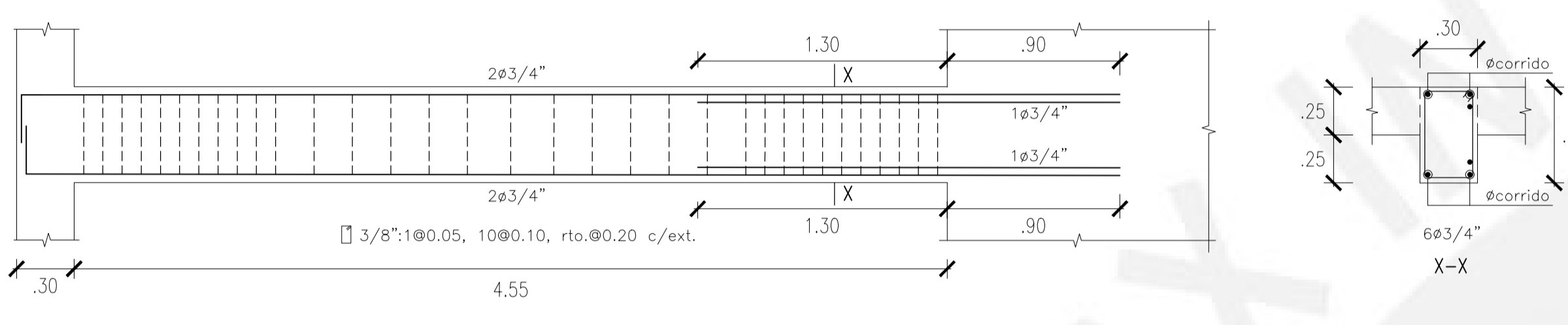
VA-02 (0.30x0.60)



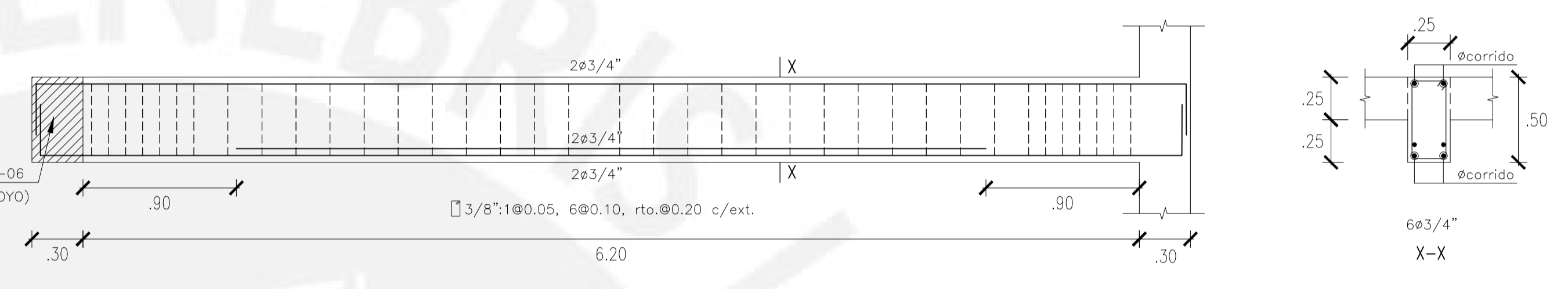
VA-03 (0.30x0.60)



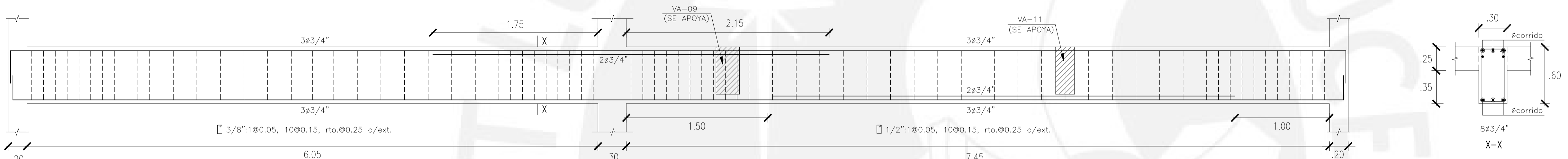
VA-04 (0.30x0.50)



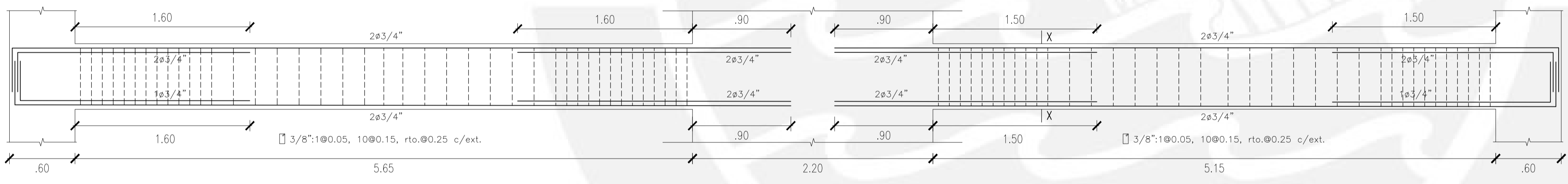
VA-05 (0.30x0.50)



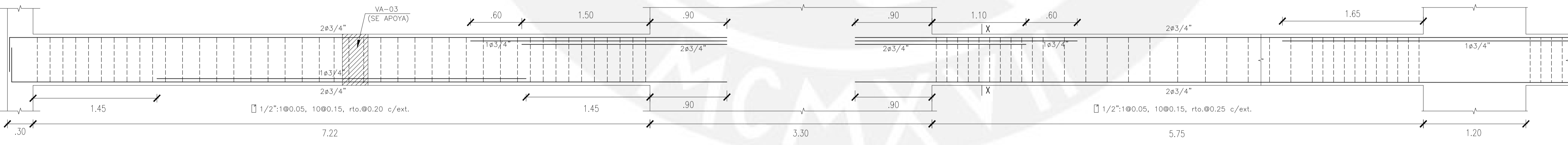
VA-09 (0.25x0.50)



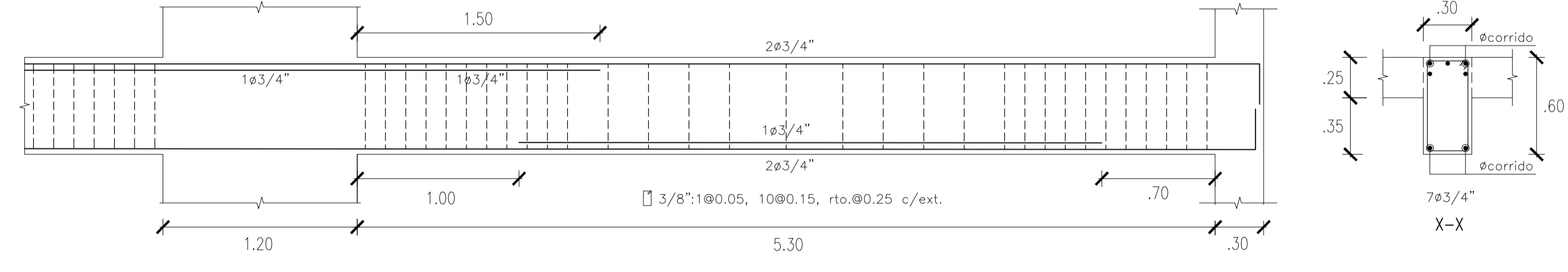
VA-06 (0.30x0.60)



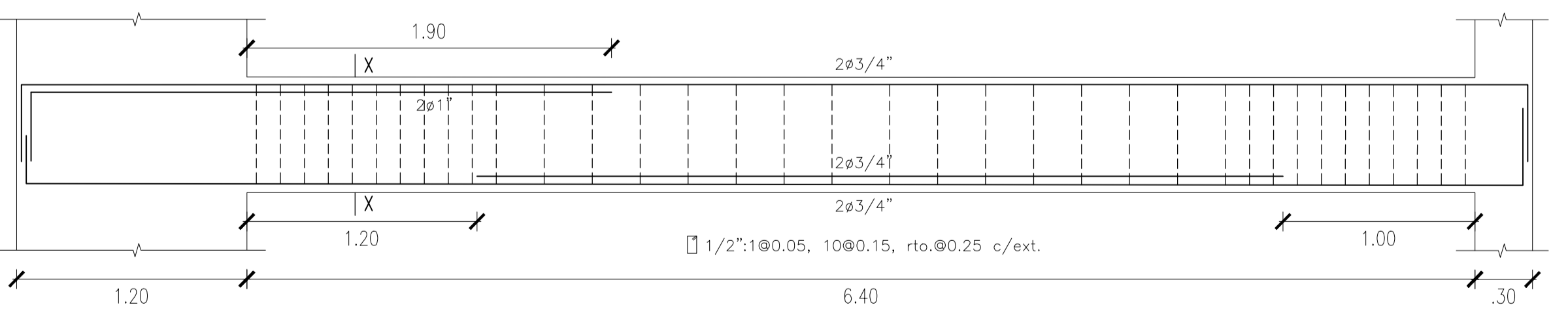
VA-07 (0.30x0.60)



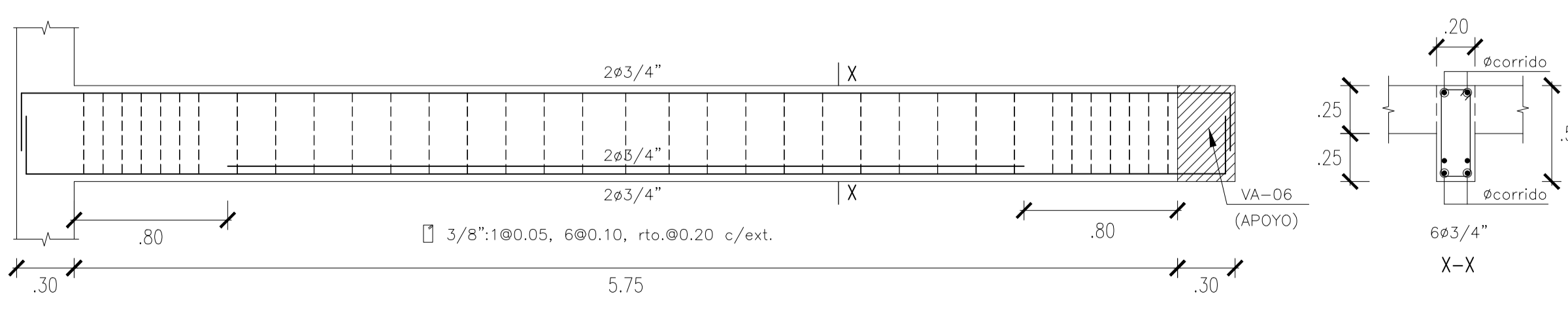
VA-08 (0.30x0.60)



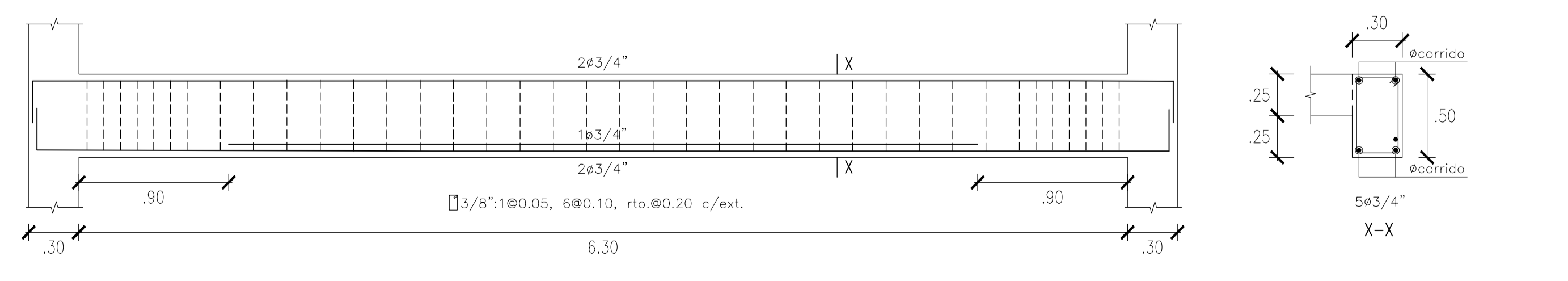
VA-08 (0.30x0.60)



VA-10 (0.30x0.60)



VA-11 (0.20x0.50)

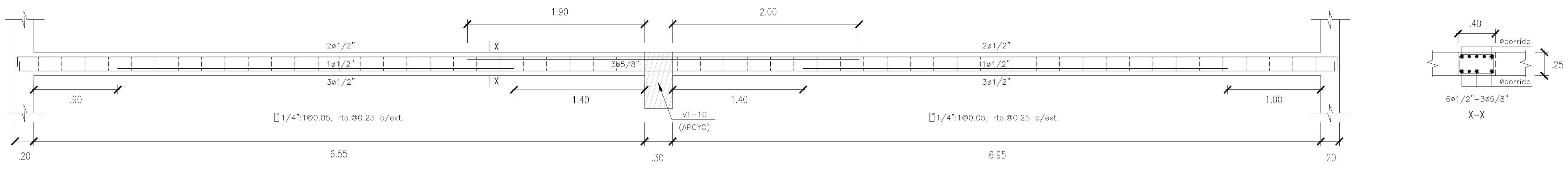


VA-12 (0.30x0.50)

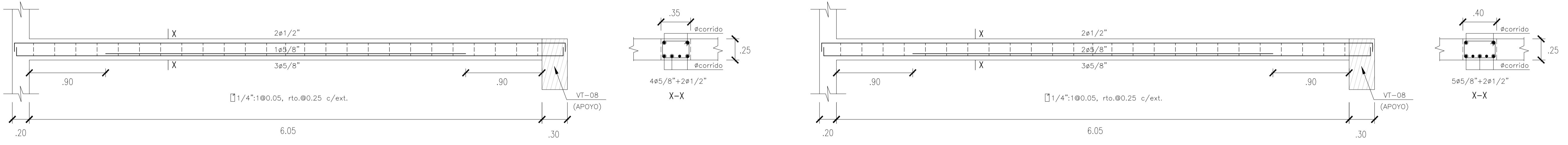
VIGAS CHATAS 7MO PISO

PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN HOTEL DE CONCRETO ARMADO
UBICACION:	DISTrito: MIRAFLORES PROVINCIA: LIMA
ESTRUCTURAS	
PLANO:	VIGAS PERALTADAS 7MO PISO
DISEÑO:	MIGUEL FLORES BRUNO CARLOS VALDIVIA CANTARO
DIBUJO:	MIGUEL FLORES BRUNO CARLOS VALDIVIA CANTARO
REVISION:	DANIEL QUIRIN WONG
FECHA:	DICIEMBRE 2015
ESCALA:	1:25

VIGAS CHATAS 1ER AL 6TO PISO

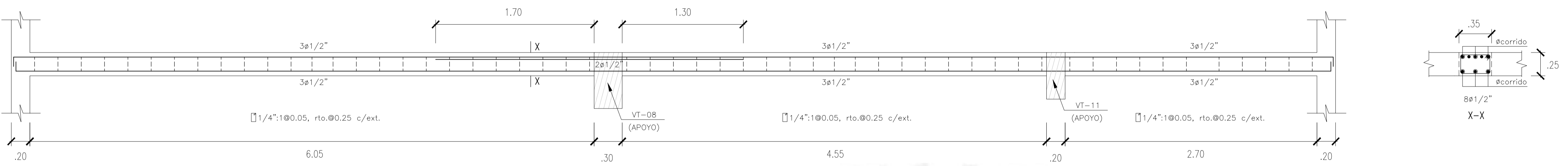


VCH-01 (0.40x0.25)

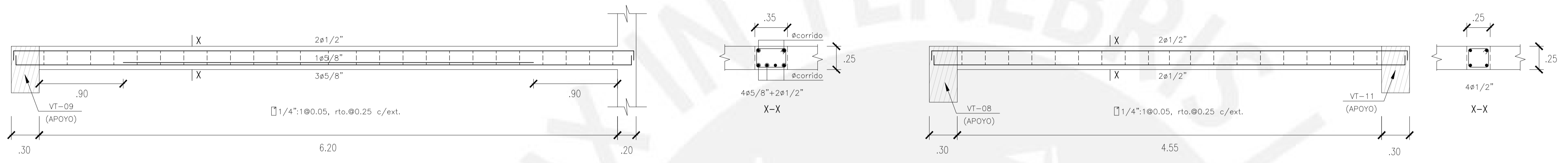


VCH-02 (0.35x0.25)

VCH-03 (0.40x0.25)

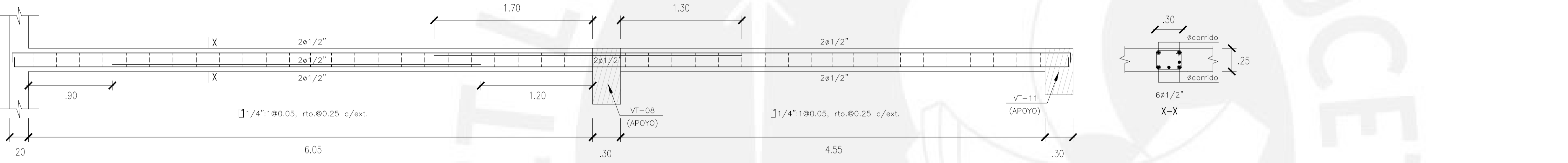


VCH-04 (0.35x0.25)



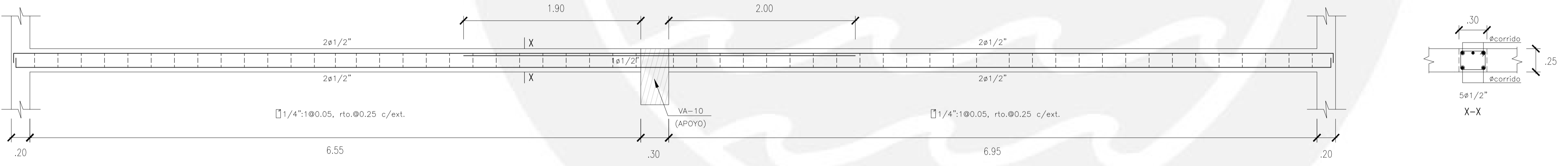
VCH-05 (0.35x0.25)

VCH-06 (0.25x0.25)

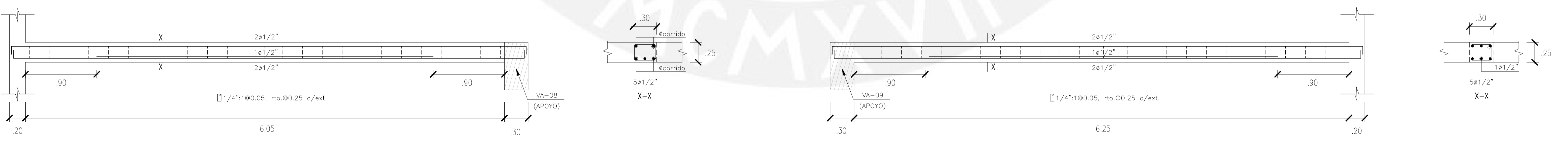


VCH-07 (0.30x0.25)

VIGAS CHATAS 7MO PISO

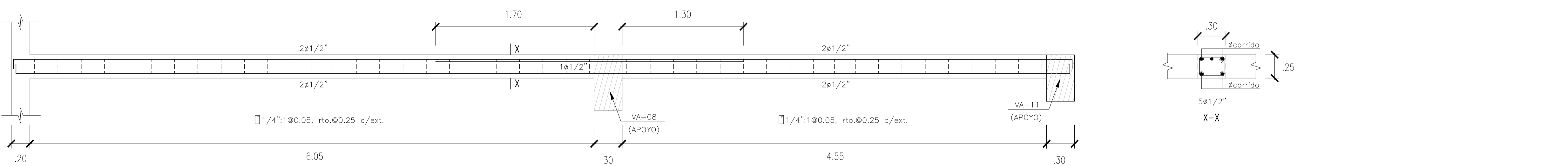


VCH-01 (0.30x0.25)

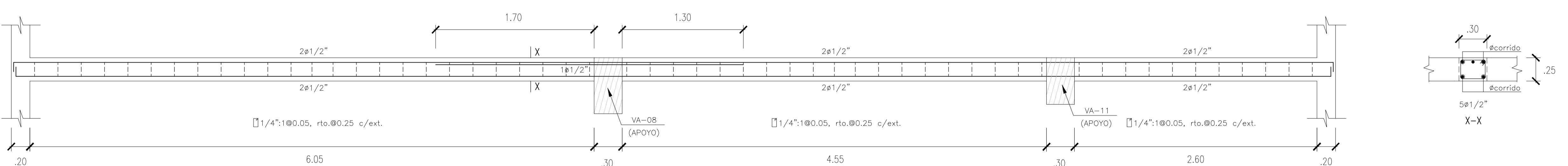


VCH-02 (0.30x0.25)

VCH-05 (0.30x0.25)

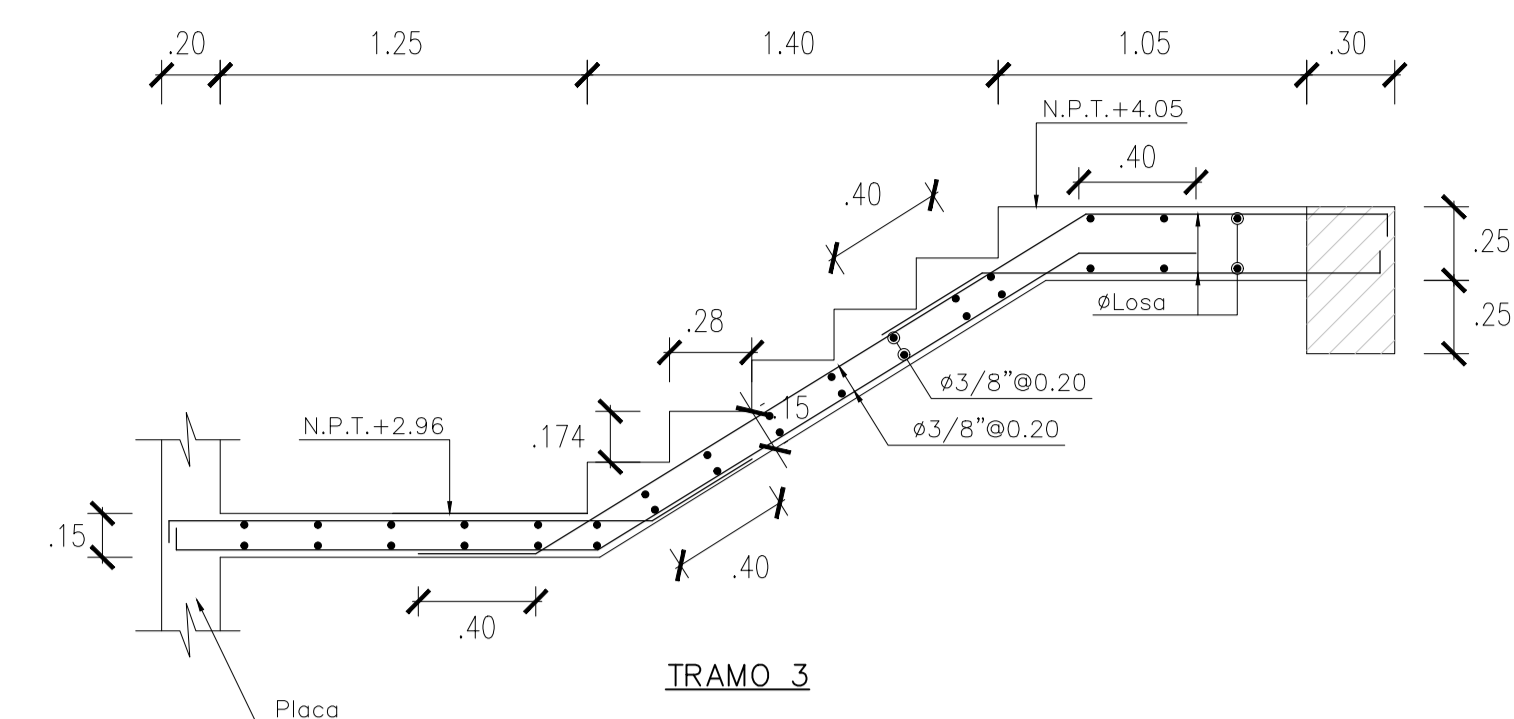
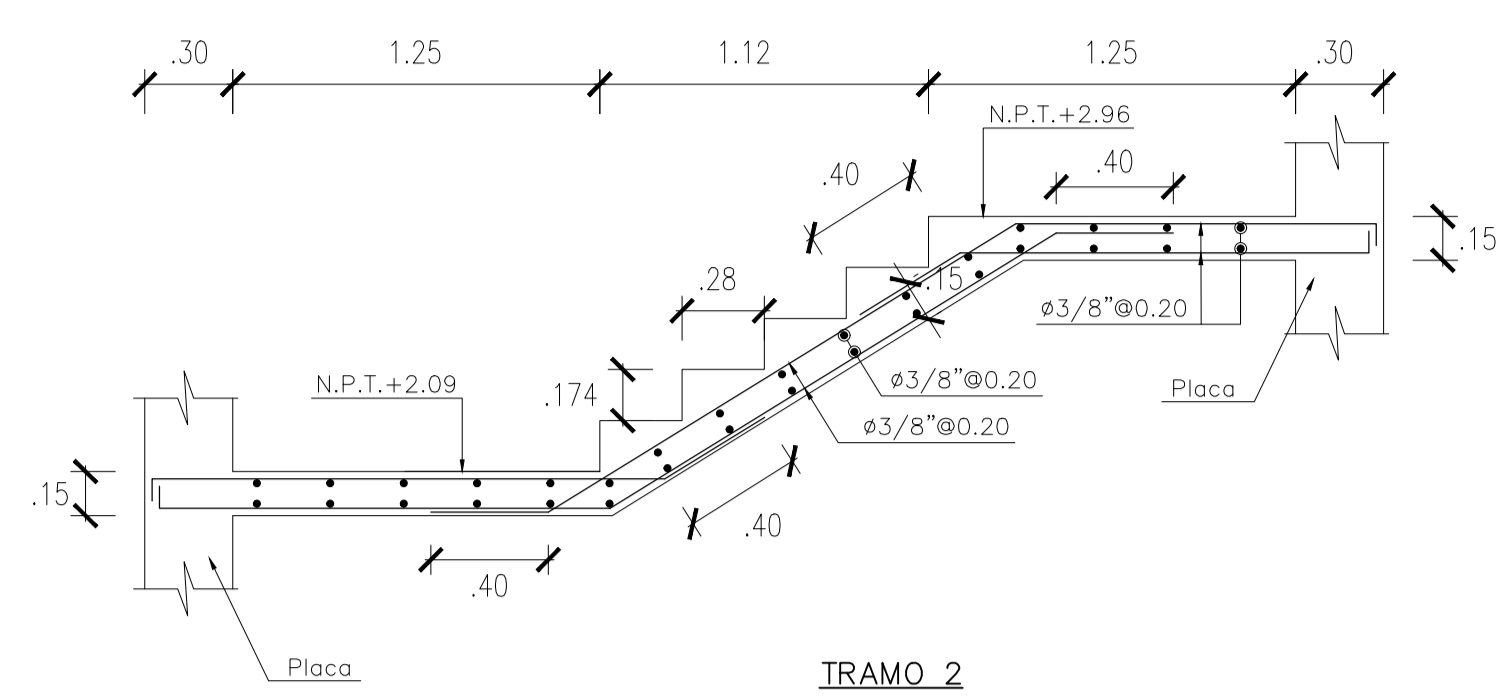
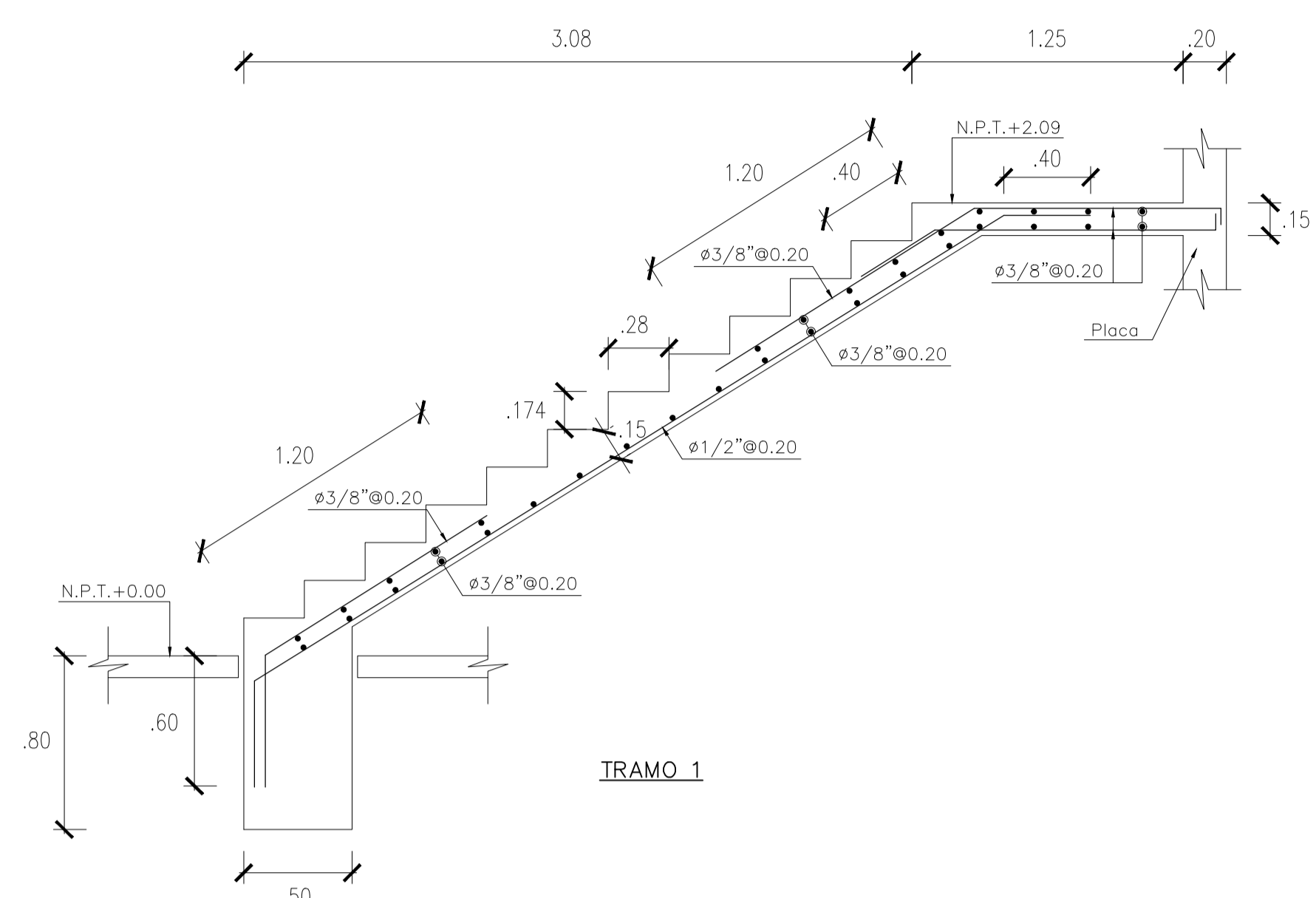


VCH-03 (0.30x0.25)

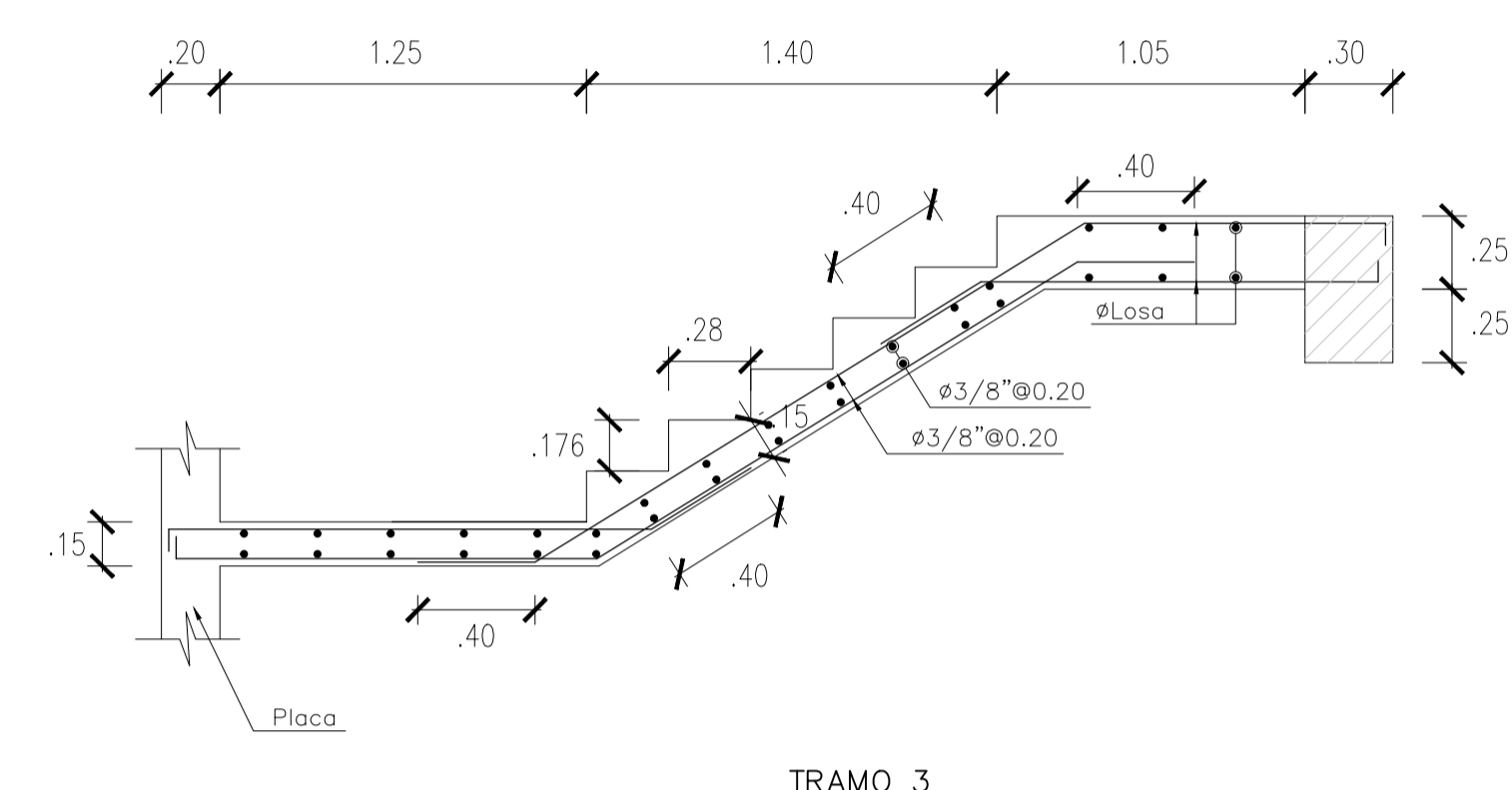
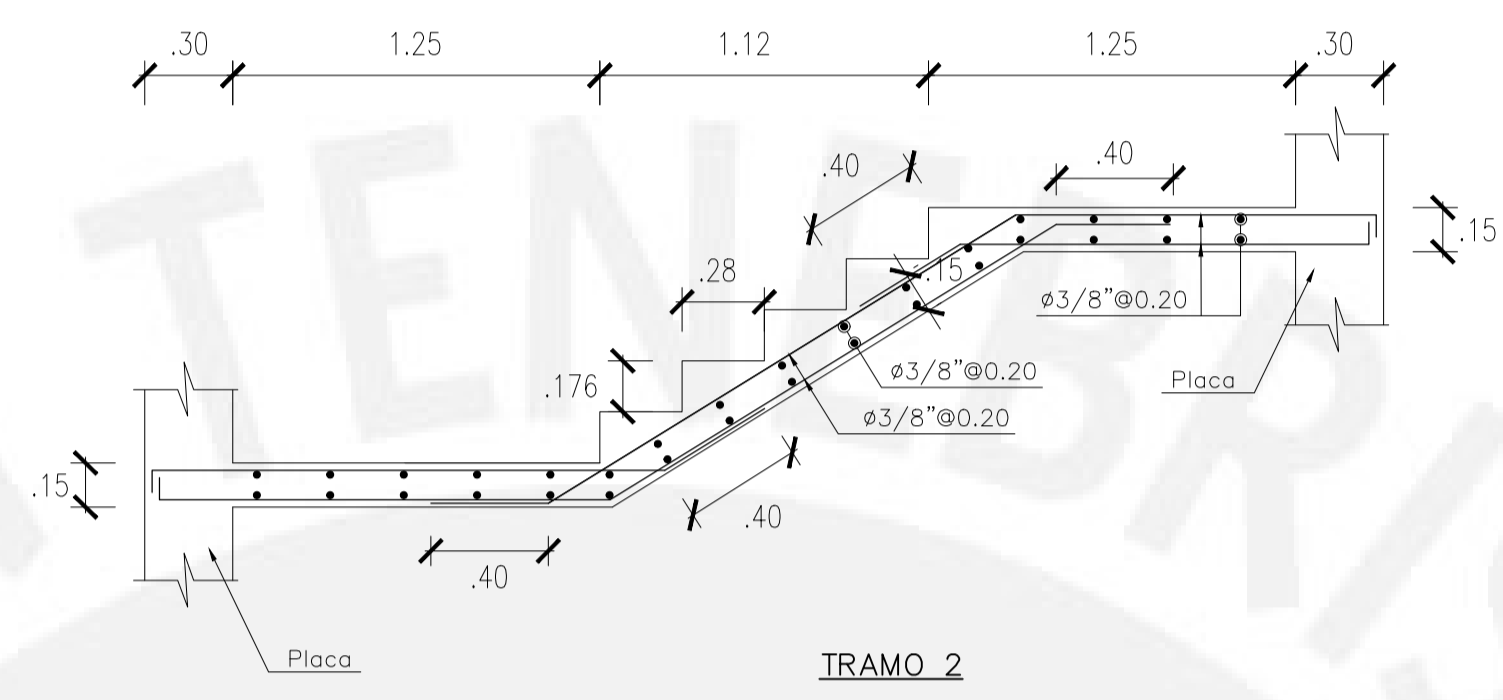
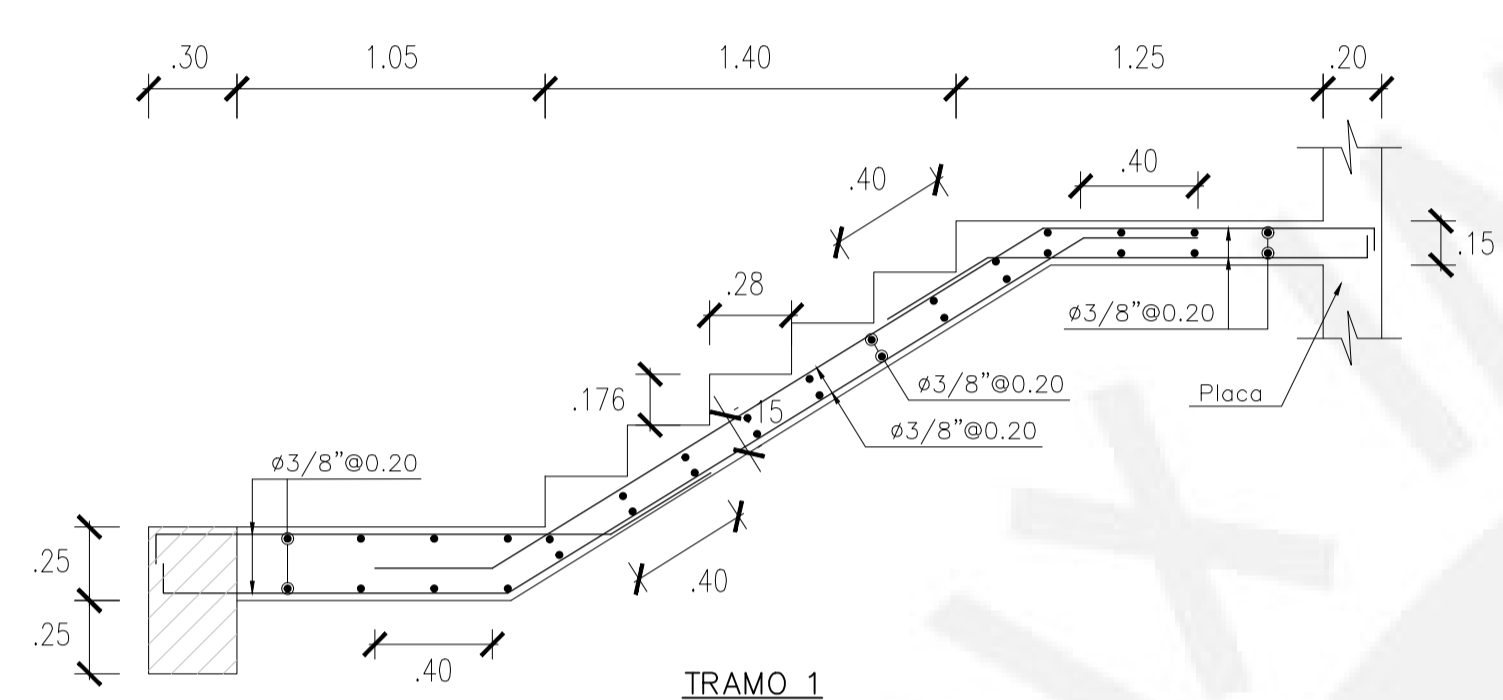


VCH-04 (0.30x0.25)

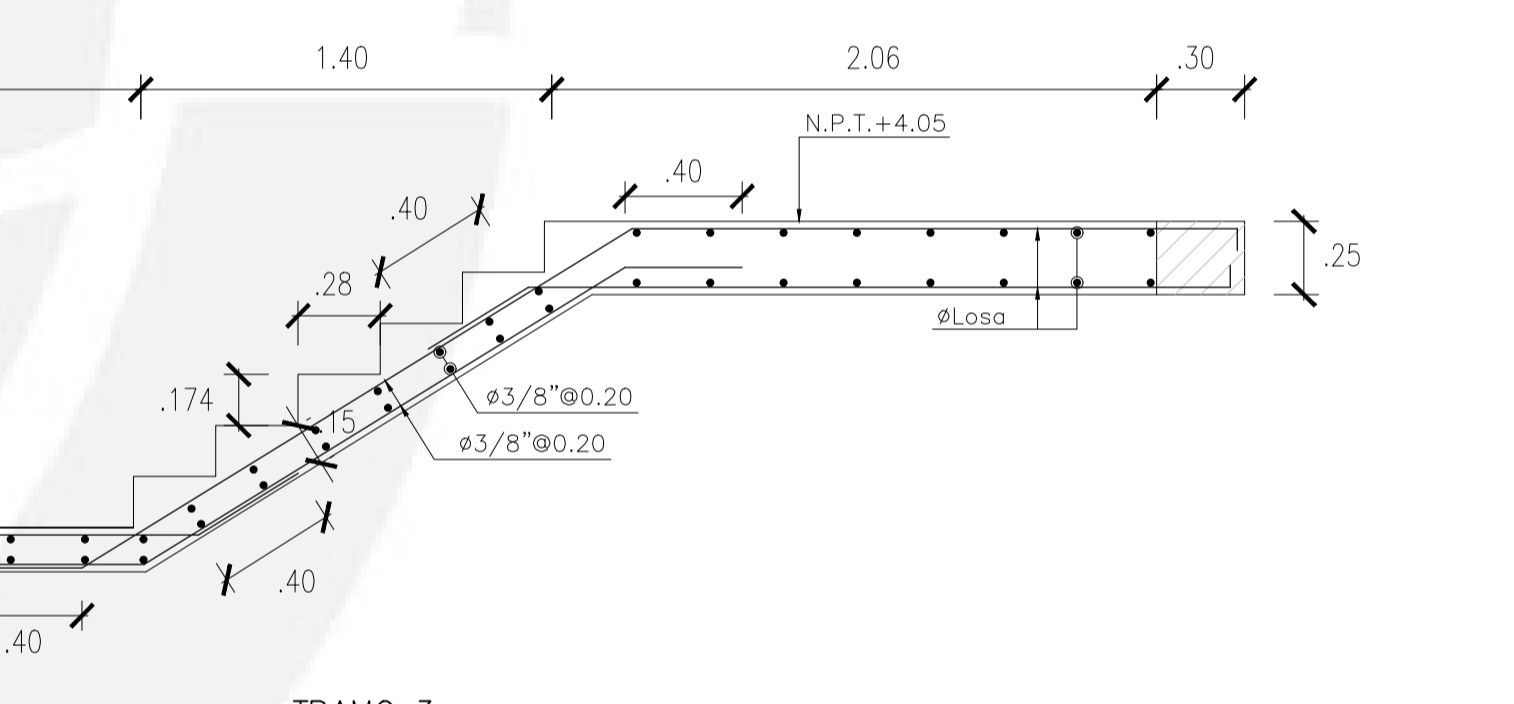
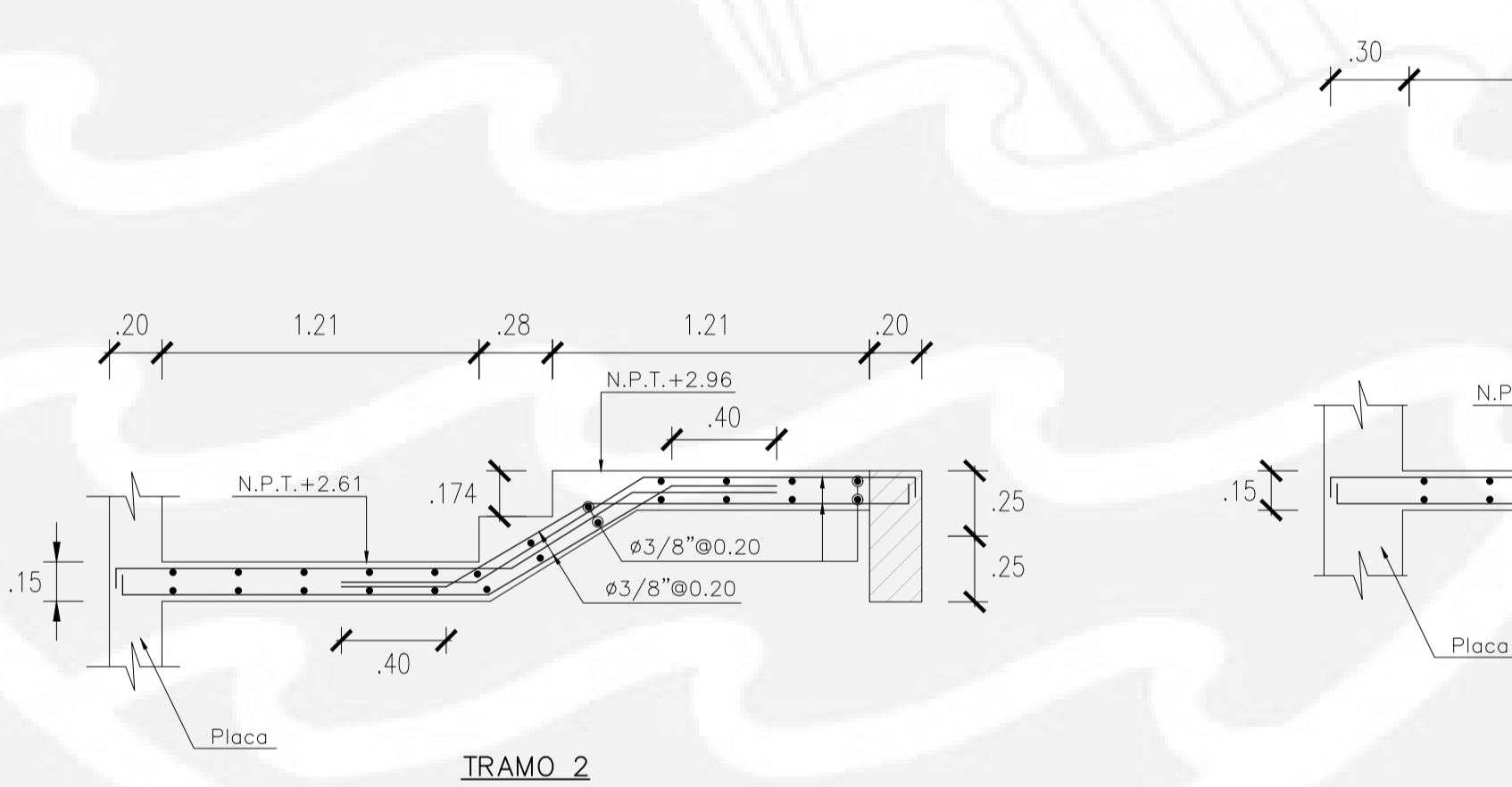
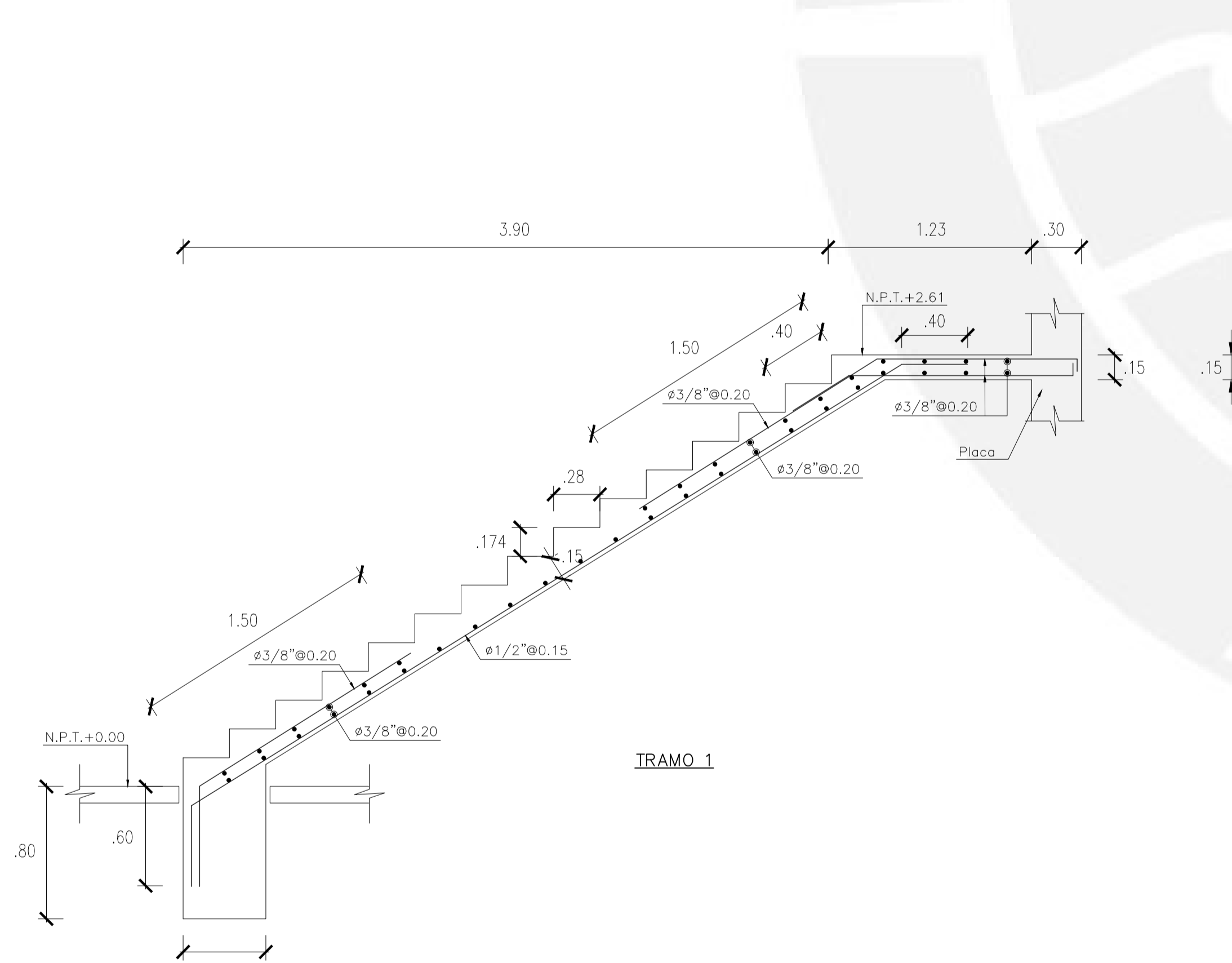
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN HOTEL DE CONCRETO ARMADO
UBICACION:	DISTRICTO: MIRAFLORES PROVINCIA: LIMA
ESTRUCTURAS	
PLANO:	VIGAS CHATAS
DISEÑO:	MIGUEL FLORES BRUNO CARLOS VALDIVIA CANTARO
DIBUJO:	MIGUEL FLORES BRUNO CARLOS VALDIVIA CANTARO
REVISION:	DANIEL QUIRIN WONG
FECHA:	DICIEMBRE 2015
ESCALA:	1:25



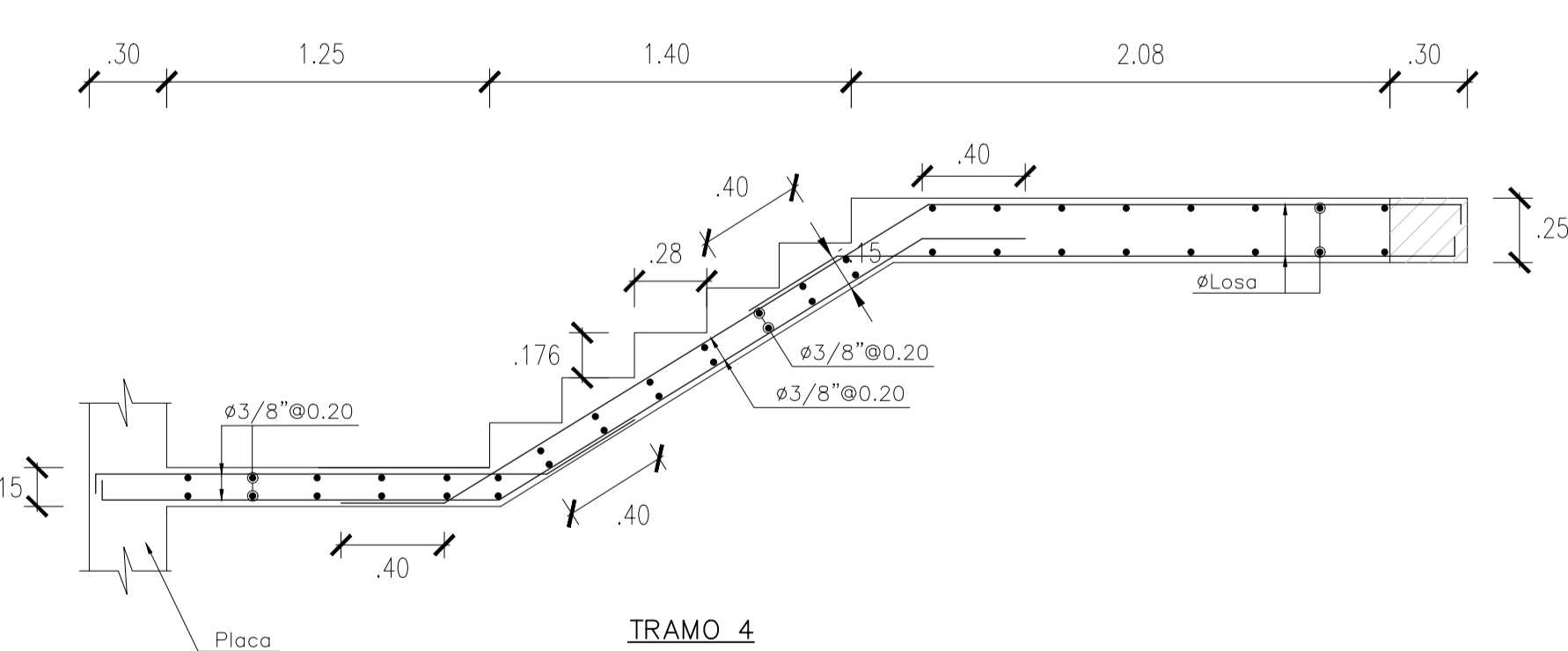
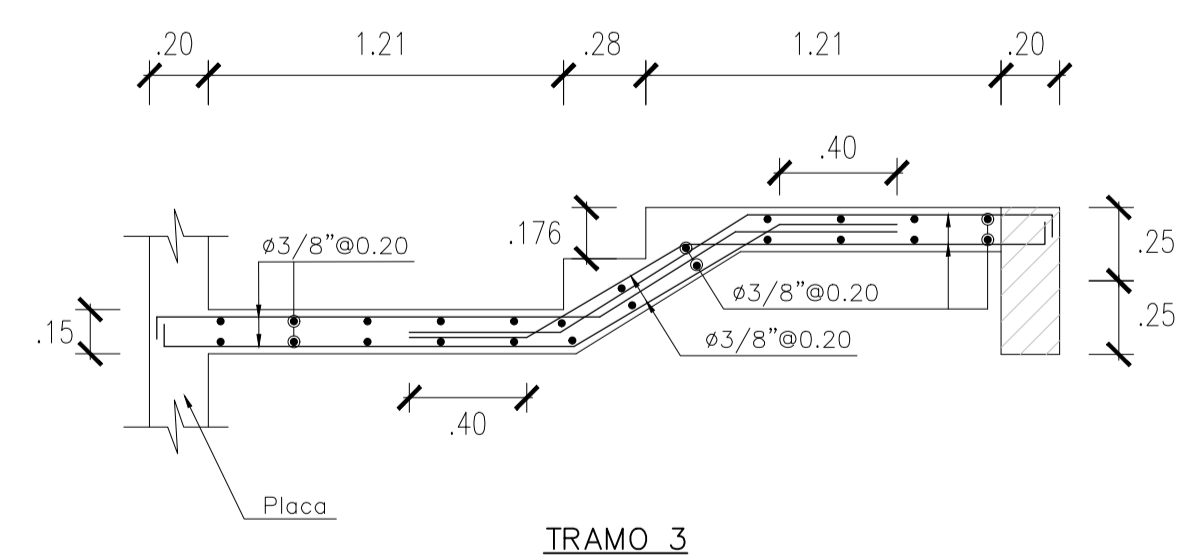
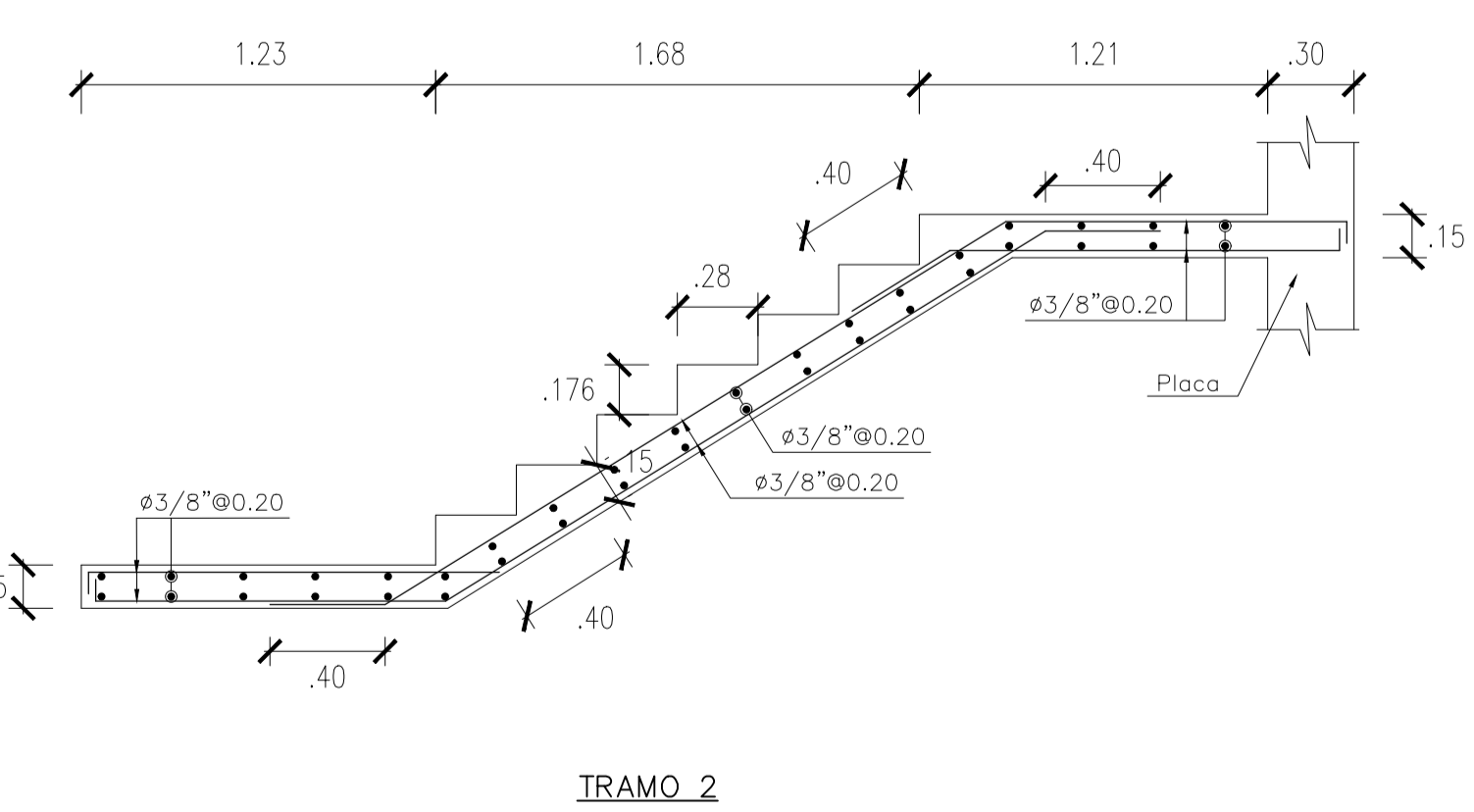
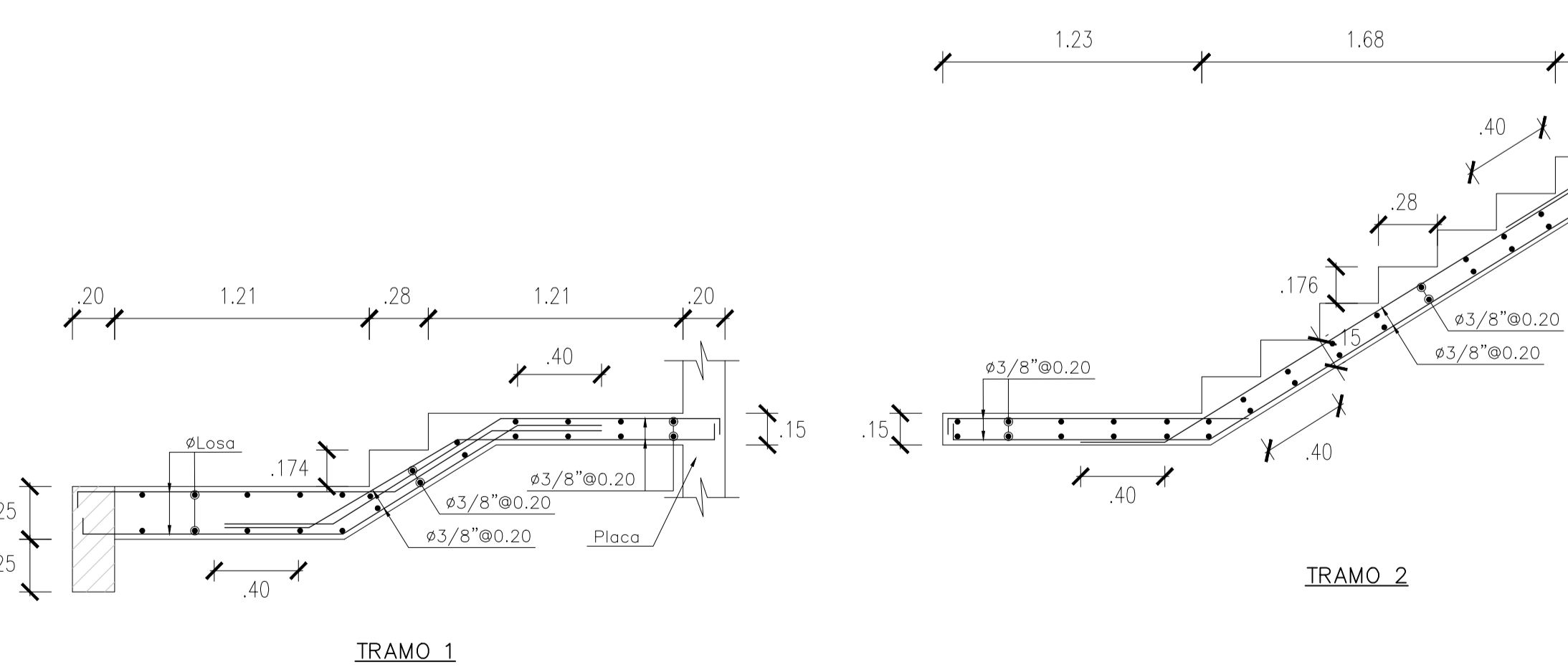
ESCALERA 01 (1ER PISO)



ESCALERA 01 (TÍPICO)



ESCALERA 02 (1ER PISO)



ESCALERA 02 (TÍPICO)

PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN HOTEL DE CONCRETO ARMADO
UBICACION:	DISTRICTO: MIRAFLORES PROVINCIA: LIMA
ESTRUCTURAS	
PLANO:	ESCALERAS
DISEÑO:	MIGUEL FLORES BRUNO CARLOS VALDIVIA CANTARO
DIBUJO:	MIGUEL FLORES BRUNO CARLOS VALDIVIA CANTARO
REVISION:	DANIEL QUIRIN WONG
FECHA:	DICIEMBRE 2015
ESCALA:	1:25