

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**Análisis y diseño de un edificio multifamiliar de concreto armado para siete
pisos en Pueblo Libre**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR

Darwin Gonzales Arcondo

ASESOR:

José Alberto Acero Martínez

Lima, marzo 2022

RESUMEN

El presente trabajo de tesis comprenderá el análisis y diseño estructural de un edificio de siete pisos, sometido a la acción de cargas de sismo y gravedad, destinado para el uso de vivienda multifamiliar, en el distrito de Pueblo Libre, provincia de Lima. La edificación cumplirá con la normativa peruana vigente de diseño en edificación de concreto armado, las exigencias del análisis sismorresistente y el parámetro urbanístico de sitio.

La presentación iniciará con los alcances que tendrá la edificación como las características arquitectónicas principales, las normas utilizadas de guía, definición de conceptos de cálculo de estructuras de concreto armado y las cargas de servicio que actuarán en la edificación proyectada.

Asimismo, se plantean los criterios utilizados para el predimensionamiento de los elementos estructurales presentes en la edificación como vigas, columnas, placas, losas y elementos no estructurales. En consecuencia, se determinará el proceso del análisis sísmico de la edificación según la normativa peruana sismorresistente, y la hipótesis básica de irregularidad en planta y altura que serán corroboradas con los resultados del estudio como los modos de vibración de la estructura, cortante basal dinámico y estático, y control de derivas.

El análisis y diseño comenzará con los modelos, metrados, y análisis estructural de las estructuras de concreto armado en la edificación, mediante el diseño en concreto armado y su respectivo procedimiento. Además, se presentará el diseño adicional de los elementos no estructurales, que son parte esencial de la funcionalidad de la edificación, tales como escaleras, cisterna, vigas chatas y tabiques.

Finalmente, se dará a conocer las conclusiones y comentarios que se alcanzaron durante el desarrollo del análisis y diseño del edificio multifamiliar de concreto armado, y se corrobora el diseño propuesto e hipótesis planteada en el avance de la tesis.

AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo de tesis es dedicado con gran alegría y afecto a mi familia, en especial a mis padres María Elena e Isaac Valentín por su constante apoyo durante mi vida universitaria y a mis profesores que me guiaron durante mi etapa académica, en especial a mi asesor el ingeniero José Acero, por la comprensión y apoyo académico otorgado durante el desarrollo de la presente tesis.



TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1: PRESENTACIÓN	1
1.1 Introducción	1
1.2 Objetivos	1
1.1.1 Generales	1
1.1.2 Específicos	1
1.3 Justificación	2
1.4 Metodología	2
 CAPÍTULO 2: GENERALIDADES	 4
2.1 Características principales de la edificación	4
2.2 Revisión de literatura	4
2.3 Descripción de la arquitectura	5
2.4 Normas utilizadas	6
2.5 Aspectos generales del diseño por resistencia	7
2.6 Cargas utilizadas	8
2.7 Propiedades de los materiales considerados en el diseño	8
2.8 Características de elementos no estructurales	9
 CAPÍTULO 3: PRE-DIMENSIONAMIENTO Y ESTRUCTURACIÓN	 11
3.1 Generalidades	11
3.2 Techos	11
3.3 Vigas peraltadas y chatas	12
3.4 Columnas	12
3.5 Placas	13
 CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO	 15
4.1 Parámetros sísmicos de acuerdo con la Norma E.030	15
4.2 Masa sísmica	17
4.2.1 Centro de rigidez	18
4.2.2 Centro de masa	18

4.3 Análisis de las irregularidades del edificio en planta como elevación.	19
4.3.1 Irregularidad en altura	19
4.3.2 Irregularidad en Planta	20
4.4 Análisis modal	22
4.4.1 Análisis a traslación pura	23
4.5 Cortante basal dinámico y estático	24
4.5.1 Fuerza cortante dinámico en la base	24
4.5.2 Comprobación de hipótesis básica	25
4.5.3 Cortante basal estático	25
4.5.6 Cálculo de la fuerza diseño	26
4.6 Control de derivas de entrepiso	26
4.7 Desplazamientos máximos y juntas sísmicas	27
CAPÍTULO 5: DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO	28
5.1 Diseño de losas aligeradas	28
5.1.1 Análisis estructural	28
5.1.2 Diseño por flexión	28
5.1.3 Diseño por corte	29
5.1.4 Refuerzo por retracción y temperatura	30
5.1.5 Control de deflexiones	30
5.1.6 Control de fisuración	31
5.1.7 Corte de Varillas de refuerzo	32
5.1.8 Ejemplo de diseño de vigueta de losa aligerada	32
5.2 Diseño de losa maciza	37
5.2.1 Análisis estructural	37
5.2.2 Diseño por flexión	37
5.2.3 Diseño por corte	38
5.2.4 Ejemplo de diseño para losa maciza	38
5.3 Diseño de vigas	42
5.3.1 Análisis estructural	42
5.3.2 Diseño por flexión	42
5.3.3 Diseño por corte	42
5.3.4 Diseño por Capacidad	44
5.3.5 Límites máximos y mínimos para refuerzo de acero	44
5.3.6 Control de deflexiones	45
5.3.7 Control de fisuración	45
5.3.8 Corte de varillas de refuerzo	45
5.3.9 Ejemplo de diseño de vigas	46
5.4 Diseño de columnas	52
5.4.1 Análisis estructural	52
5.4.2 Diseño por flexocompresión	52
5.4.3 Efectos de esbeltez	52
5.4.5 Diseño por corte	53
5.4.6 Ejemplo de diseño de Columnas	54
5.5 Diseño de placas	59

5.5.1 Análisis Estructural	59
5.5.2 Diseño por flexocompresión	59
5.5.3 Calculo de elementos de borde	60
5.5.4 Diseño por corte	60
5.5.5 Diseño por Capacidad	61
5.5.6 Ejemplo de diseño de Placas	61
5.6 Diseño de cimentación	69
5.6.1 Análisis estructural	69
5.6.2 Predimensionamiento de zapatas	69
5.6.3 Verificación del corte por punzonamiento	70
5.6.4 Verificación del corte	71
5.6.5 Diseño por flexión	71
5.6.6 Ejemplo de diseño de zapata asilada	72
5.6.7 Ejemplo de diseño de zapata combinada	77
5.6.8 Ejemplo de diseño de viga de cimentación	83
CAPÍTULO 6: DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	87
6.1 Diseño de vigas chatas	87
6.1.1 Descripción	87
6.1.2 Ejemplo de diseño de vigas chatas	87
6.2 Diseño de Escalera	90
6.2.1 Metrado	91
6.2.2 Ejemplo de diseño de escalera	92
6.3 Diseño de tabiquería	94
6.3.1 Metrado	94
6.3.2 Ejemplo de diseño	94
6.4 Diseño de Cisterna	95
6.4.1 Ejemplo de diseño	96
CAPÍTULO 7: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	100
7.1 Comentarios	100
7.2 Conclusiones	101
CAPÍTULO 8: REFERENCIAS BIBLIOGRAFÍA	103

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Metodología para el análisis y diseño de un edificio	2
Figura 2. Modelado de elementos estructurales, vista 3d.	4
Figura 3. Planta típica de arquitectura distribución de elementos.	6
Figura 4. Distribución normal de frecuencias de efectos de variabilidad de carga y resistencia (Ottazzi, 2018)	7
Figura 5. Distribución de elementos estructurales	14
Figura 6. Zonificación sísmica en el Perú y tabla de factores de zonificación sísmica (E.030, 2018).....	15
Figura 7. Vista de modelo 3-D del modelo estructural en ETABS.....	17
Figura 8. Vista en planta en dirección XX e YY del centro de rigidez (San Bartolomé, 1999)	18
Figura 9. Vista en planta y altura del centro de masa de una edificación (San Bartolomé, 1999)	18
Figura 10. Vista en planta sección típica, secciones de vacíos	21
Figura 11. Vista en planta sección típica, cortes para evaluación discontinuidad de diafragma	21
Figura 12. Espectro de pseudoaceleraciones según la norma E.030 (2018).....	24
Figura 13. Diagrama de Whitney (Ottazzi, 2018).....	28
Figura 14. Diagrama de distribución de bloque de compresiones (Ottazzi, 2018).....	29
Figura 15. Esquema de refuerzo en zona positiva y negativa (Ottazzi, 2018)	31
Figura 16. Factor dependiente del tiempo de cargas sostenidas (E.060, 2009).	31
Figura 17. Corte de acero recomendado por la norma E.060 (2009).....	32
Figura 18. Ubicación de vigueta de diseño	32
Figura 19. Esquema cargas en servicio.....	33
Figura 20. Esquema de diagrama de momento flector	33
Figura 21. Esquema de diagrama de fuerza cortante	34
Figura 22. Diagrama de momento flector de servicio.....	35
Figura 23. Distribución de acero y esquema de losa aligerada.....	36
Figura 24. Esquema de losa maciza con auto mesh.....	37
Figura 25. Esquema análisis de losa maciza	38
Figura 26. Diagrama de fuerza cortante para losa maciza con auto mesh	39
Figura 27. Diagrama de momento flector para losa maciza con auto mesh	39
Figura 28. Diagrama de momentos flector de la losa maciza dirección XX.	40
Figura 29. Diagrama de momentos flector de la losa maciza dirección YY.	40
Figura 30. Distribución de acero y esquema en losa maciza	41
Figura 31. Diagrama idealizado para momento curvatura (Ottazzi, 2018).....	42
Figura 32. Espaciamiento de estribos para vigas resistentes a sismo (E.060, 2009).	43
Figura 33. Fuerzas cortantes de diseño, E.060 (2009)	44
Figura 34. Longitud de anclaje de inferior (Ottazzi, 2018).....	45
Figura 35. Longitud de anclaje de superior (Ottazzi, 2018).....	45
Figura 36. Acotado de zona de anclaje (Ottazzi, 2018)	46
Figura 37. Viga VT-04 de 0.25x0.60 Eje 1-9/D-F.....	46
Figura 38. Esquema de cargas ultimas en vigas chatas para VT-04.....	47
Figura 39. Esquema de cargas ultimas en vigas chatas para VT-05.....	47
Figura 40. Esquema de cargas ultimas en viga VT-04-05	47
Figura 41. Diagrama de momento flector viga	48
Figura 42. Diagrama de fuerza cortante viga	49
Figura 43. Diagrama de momento flector de servicio.....	50
Figura 44. Esquema de diseño de vigas VT-04 y VT-05.....	51
Figura 45. Diagrama de interacción para columnas con estribo (Ottazzi, 2018).....	52
Figura 46. Esquema de diseño por capacidad (E.060, 2009)	53
Figura 47. Esquema de confinamiento por sismo para columnas (E.060, 2009)	54
Figura 48. Vista en planta del elemento a analizar	54
Figura 49. Diagrama de interacción de la columna C-2 en la dirección M33	56
Figura 50. Diagrama de interacción de la columna C-2 en la dirección M22	56
Figura 51. Esquema de distribución de acero longitudinal.....	58
Figura 52. Línea de acción de superficie de falla por compresión y tensión en muros (Harmsen T., 2002)	59
Figura 53. Vista en planta del elemento a analizar	61
Figura 54. Diagrama de interacción del Muro PL-01 en la dirección YY.....	64
Figura 55. Diagrama de interacción del Muro PL-02 en la dirección XX.....	64
Figura 56. Diagrama momento curvatura para Pu 354 tn ETABS.....	64
Figura 57. Esquema de distribución de acero longitudinal y transversal en la placa PL-01.....	68
Figura 58. Distribución de esfuerzos según Meyerhof (Harmsen T., 2002)	70
Figura 59. Área crítica de falla por punzonamiento (Harmsen T., 2002).....	70
Figura 60. Área crítica de falla por cortante por flexión (Harmsen T., 2002).....	71

Figura 61. Área crítica de falla por flexión (Harmsen T., 2002).....	72
Figura 62. Ubicación de la columna para el diseño de zapata aislada.....	72
Figura 63. Esquema de armado de acero en la zapata.....	76
Figura 64. Ubicación de elementos para el diseño de zapata aislada.....	77
Figura 65. Centroides geométricos de la zapata combinada.....	77
Figura 66. Diagrama de fuerzas cortantes en la dirección XX.....	81
Figura 67. Diagrama de fuerzas cortantes en la dirección YY.....	81
Figura 68. Diagrama de momento flector en la dirección XX.....	82
Figura 69. Diagrama de momento flector en la dirección YY.....	82
Figura 70. Esquema de distribución de acero en la zapata combinada.....	83
Figura 71. Esquema de viga de cimentación.....	83
Figura 72. Diagrama de momento flector en viga de cimentación.....	84
Figura 73. Diagrama de fuerza cortante en viga de cimentación.....	84
Figura 74. Esquema de distribución de acero en la viga de cimentación.....	85
Figura 75. Esquema de distribución de acero en la viga de cimentación.....	85
Figura 76. Esquema cimentación de la edificación.....	86
Figura 77. Discontinuidades en planta y diseño con vigas chatas (Ángel San Bartolomé, 1999).....	87
Figura 78. Ubicación de elementos para el diseño de viga chata.....	88
Figura 79. Esquema de cargas en servicio en viga chata.....	88
Figura 80. Diagrama de momento flector para viga chata de 5.8 m.....	88
Figura 81. Diagrama de fuerza cortante para viga chata de 5.8 m.....	88
Figura 82. Diagrama de momento flector de servicio.....	89
Figura 83. Esquema de distribución de acero viga chata.....	90
Figura 84. Escalera típica de estudio. (San Bartolomé, 1999).....	91
Figura 85. Esquema del metrado de cargas para una escalera.....	92
Figura 86. Diagrama de fuerza cortante.....	92
Figura 87. Diagrama de Momento.....	93
Figura 88. Distribución de acero en la escalera.....	93
Figura 89. Esquema de refuerzo vertical en muros sílico calcáreo (Compañía Minera Lauren, 2018).....	95
Figura 90. Diagrama de fuerza cortante y momento flector caso 1.....	97
Figura 91. Diagrama de fuerza cortante y momento flector caso 2.....	98
Figura 92. Distribución de acero en cisterna de agua.....	99

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Factores de reducción de resistencia por variabilidad de carga y componente. (E.060, 2009).....	8
Tabla 2. Cuadro resumen de predimensionamiento de losa maciza.....	11
Tabla 3. Cuadro resumen de predimensionamiento de losas macizas.....	12
Tabla 4. Cuadro resumen de predimensionamiento de vigas.....	12
Tabla 5. Cuadro resumen de predimensionamiento de columnas.....	13
Tabla 6. Categorización de edificaciones según su uso (E.030, 2018).....	15
Tabla 7. Tabla de periodos de planta y sección constante según el tipo de suelo (E.030, 2018).....	16
Tabla 8. Tabla de factores de suelo (E.030, 2018).....	16
Tabla 9. Clasificación coeficiente de reducción sísmica (extraída de la norma E.030, 2018).....	17
Tabla 10. Ubicación de centro de masa y centro de rigidez, y peso de la edificación.....	19
Tabla 11. Resultados de análisis de irregularidad de altura.....	19
Tabla 12. Análisis de irregularidad de masa.....	20
Tabla 13. Análisis de esquinas entrantes.....	20
Tabla 14. Análisis de irregularidad de diafragma.....	21
Tabla 15. Análisis de irregularidad torsional en XX e YY.....	22
Tabla 16. Modos de vibración de la estructura para 3 grados de libertad.....	23
Tabla 17. Porcentaje de masa participativa por cada modo.....	23
Tabla 18. Porcentaje de masa participativa por cada modo.....	23
Tabla 19. Cálculo de pseudoaceleración en base al periodo de aceleración.....	24
Tabla 20. Fuerzas de sismo en cada nivel en traslación pura de la estructura en la dirección XZ e YZ.....	25
Tabla 21. Porcentaje de fuerza cortante en muros estructurales.....	25
Tabla 22. Parámetros sísmicos locales de la estructura.....	25
Tabla 23. Porcentaje de fuerza cortante en muros estructurales.....	25
Tabla 24. Valores de escalamiento de fuerza cortante.....	26
Tabla 25. Resultados control de deriva en XX e YY.....	26
Tabla 26. Desplazamiento en dirección XX.....	27
Tabla 27. Cuantía mínima de refuerzo para contracción y temperatura (Recuperado norma E.060, 2009).....	30
Tabla 28. Peralte mínimo para el control de deflexiones (E.060, 2009).....	30
Tabla 29. Metrado de cargas de servicio y última.....	33
Tabla 30. Diseño por resistencia de la losa aligerada para momentos positivos.....	34
Tabla 31. Diseño por resistencia de la losa aligerada para momentos negativos.....	34
Tabla 32. Resumen de distribución de acero.....	34
Tabla 33. Análisis de la deflexión en la vigueta de la losa aligerada.....	35
Tabla 34. Análisis del control de fisuración de la vigueta en la losa aligerada.....	35
Tabla 35. Cuadro resumen de áreas en losas macizas.....	39
Tabla 36. Diseño por flexión para cada dirección de análisis.....	40
Tabla 37. Diseño por resistencia de la losa maciza para momentos positivos y negativos.....	48
Tabla 38. Acero de refuerzo distribuido en cada tramo de la viga VT - 03.....	48
Tabla 39. Diseño de la cortante en la viga VT-04 y VT-05.....	49
Tabla 40. Diseño por capacidad VT-04-05.....	49
Tabla 41. Análisis de la deflexión en la vigueta de la viga VT-04-05.....	50
Tabla 42. Análisis de parámetro Z para fisuración.....	50
Tabla 43. Análisis de reducción de carga viva.....	55
Tabla 44. Análisis de carga de servicio y combinación de carga.....	55
Tabla 45. Descripción de columna C2.....	56
Tabla 46. Diseño de la cortante por capacidad.....	57
Tabla 47. Verificación de la cortante para cada combinación de carga.....	57
Tabla 48. Análisis de reducción de carga viva en placas.....	62
Tabla 49. Análisis de carga de servicio y combinación de carga definidos en la norma E.020 y E.060.....	62
Tabla 50. Descripción general del muro PL-01.....	63
Tabla 51. Análisis de carga de servicio y combinación de carga definidos en la norma E.020 y E.060.....	66
Tabla 52. Análisis de carga de servicio y combinación de carga definidos en la norma E.020 y E.060.....	66
Tabla 53. Análisis de carga de servicio y combinación de carga definidos en la norma E.020 y E.060.....	67
Tabla 54. Dimensiones de la columna.....	72
Tabla 55. Cargas en servicio para la base de la columna en primer nivel.....	73
Tabla 56. Diseño por flexión de la zapata por cuantía de acero.....	75
Tabla 57. Dimensiones de elementos que conformarán la zapata continua.....	77
Tabla 58. Distancia del centroide con respecto a la figura compuesta la zapata.....	78
Tabla 59. Cargas actuantes en el centroide de las columnas tipo C2.....	78
Tabla 60. Cargas actuantes en el centroide de las placas P-05 y P-06.....	78

Tabla 61. Cargas finales actuantes en el centroide la zapata combinada	78
Tabla 62. Resumen de perímetro y área de elementos combinados en la zapata	80
Tabla 63. Resumen de diseño por flexión por metro cuadrado por cuantía de acero	82
Tabla 64. Diseño por resistencia de la losa maciza para momentos positivos y negativos	84
Tabla 65. Acero de refuerzo distribuido en cada tramo de la viga VC-02	84
Tabla 66. Diseño de la cortante en la viga VT-04 y VT-05.....	85
Tabla 67. Diseño por resistencia de la viga para momento último.....	89
Tabla 68. Análisis de la deflexión en la viga de la losa aligerada.....	89
Tabla 69. Análisis de parámetro Z para fisuración	90
Tabla 70. Cálculo de refuerzo de acero cisterna, caso 1	97
Tabla 71. Cálculo de refuerzo de acero cisterna, caso 2	98



CAPÍTULO 1: PRESENTACIÓN

1.1 Introducción

En Lima para el año 2023, se estima un crecimiento de la población urbana a más de 11 millones de habitantes, según el último censo realizado por el INEI (2017), las principales razones son la centralización de empleabilidad, acceso a servicios básicos, y desarrollo humano y social.

La demanda de espacios de residencia, para un crecimiento sostenible, se ha convertido en una necesidad que debe ser resuelta, dado que Lima es una ciudad altamente densificada y centralizada, donde el desarrollo se extiende de forma longitudinal. Este tipo de desarrollo presenta diversos problemas relacionados a la extensión de la ciudad como la informalidad, falta de áreas verdes y espacios públicos, contaminación y descentralización.

Dentro de la ciudad de Lima, se encuentran distritos que se prevén como áreas altamente centralizadas donde urbes comerciales y urbanas están juntas, como el distrito de Pueblo Libre. Por ello, se plantea la alternativa de crecimiento vertical, que es una medida de reestructuración urbana para aprovechar los espacios pequeños de las grandes ciudades, con el fin de optimizar los recursos socioeconómicos, dentro de ellas. (Vega, 2006).

La alternativa que se busca proyectar es la construcción de edificaciones para uso multifamiliar para responder a la necesidad de vivienda. Por ello, se propone realizar el análisis y diseño estructural de un edificio de siete pisos que cuente con servicios básicos de residencia. Dicho trabajo tendrá en consideración la seguridad ocupacional de los habitantes por uso, importancia, lugar y tiempo de servicio, en cumplimiento de la normativa peruana de construcción y diseño de edificaciones.

1.2 Objetivos

1.1.1 Generales

Realizar el análisis estructural de los elementos que conformaran el proyecto, en base a las características de los materiales que se emplearan en el diseño.

Plantear el diseño estructural de la edificación con criterios sismorresistente, empleando las recomendaciones descritas en la norma de diseño sismorresistente (E.030, 2018).

Utilizar los métodos convencionales en el diseño de vigas, columnas, losas aligeradas, placas y zapatas, en base a las recomendaciones descritas en la norma de diseño de concreto armado (E.060, 2009).

1.1.2 Específicos

Determinar el sistema estructural más adecuado para el proyecto, considerando la funcionalidad de la edificación.

Elaborar una estructuración y predimensionamiento acordes a criterios de ingeniería que permitan una adecuada funcionalidad de la estructura ante condiciones de servicio.

Plantear un modelo computacional, en el programa ETABS, de la estructuración de la edificación, con el fin de representar el comportamiento sísmico que pueda llegar a presentar la estructura y asegura que llegue a cumplir con los requerimientos de la norma sismorresistente.

Mediante el modelamiento de la estructura, determinar los esfuerzos y fuerzas internas que la estructura presente ante las combinaciones de carga de diseño, requeridos en las normas de concreto armado y diseño sismorresistente.

Llevar a cabo la conceptualización del diseño alcanzado, mediante la elaboración de planos de arquitectura y estructura.

1.3 Justificación

La propuesta de edificación multifamiliar busca plantear una alternativa para promover el crecimiento urbano vertical, en lugar de la extensión horizontal de la ciudad. Algunos beneficios adicionales podrían ser el acceso de servicios básicos a mayor cantidad de persona en una menor área; reducir la excentricidad de desplazamiento para los habitantes; centralizar comercios para que sean enfocados a zonas alta densidad residencial y generar el interés económico-financiero en torno a proyectos multifamiliares que involucran diseño, construcción, marketing y comercio en áreas residenciales. (Vega, 2006).

Por ello, es necesario realizar un análisis estructural, para obras civiles en Lima, porque las edificaciones son propensas a sufrir daños considerables ante algún evento sísmico, ya que la costa peruana se encuentra próxima al límite de entre dos placas de subducción, que forma parte de una de las mayores zonas de sismicidad, de origen tectónico, del mundo. Por ello, es importante el cumplimiento de los requerimientos de seguridad en el diseño de edificio de concreto armado, por la zona alta sismicidad en la ciudad de Lima (Muñoz, 1999).

1.4 Metodología

El plan de desarrollo de la edificación sigue una serie de pasos, que permiten esquematizar el alcance del proyecto, como se muestra en la Figura 1.

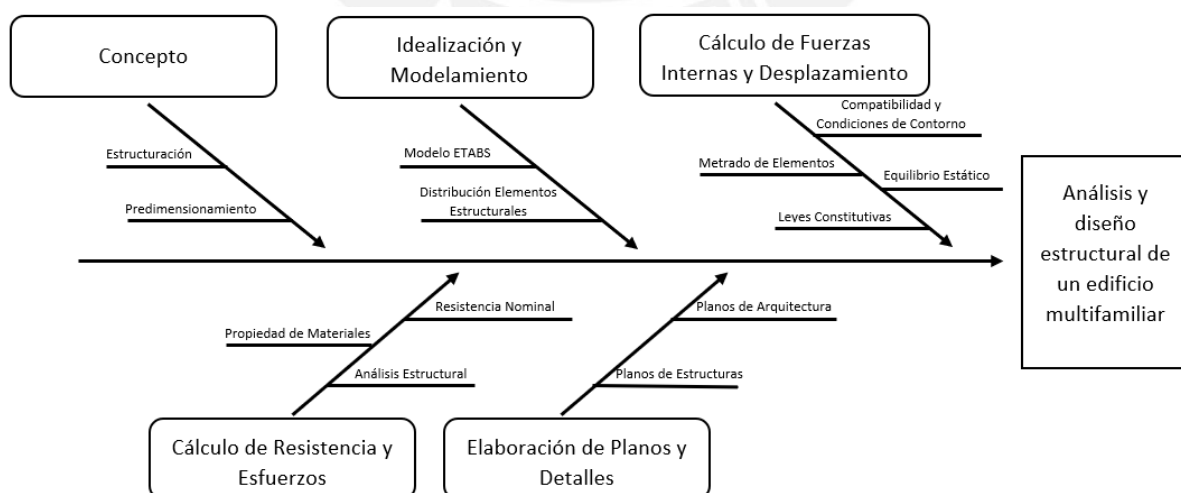


Figura 1. Metodología para el análisis y diseño de un edificio

Inicialmente, el concepto es el inicio del desarrollo del análisis del proyecto, se basa en el conocimiento de las propiedades de los materiales, y cómo estos se comportarán durante de la condición de servicio propuesta para el diseño. Los materiales formarán parte de los sistemas estructurales de la edificación que serán dispuesto en base a criterios de predimensionamiento, tales como son pórticos, muros estructurales y elementos aislados, con el fin de que su ubicación sea uniforme y continua.

A continuación, la idealización es la recopilación de la información teórica de la estructura, con el fin de simplificar e idealizar el diseño propuesto. El sistema estructural predominante en la edificación, es determinado por el análisis de las condiciones sísmicas de terreno que podrá experimentar la edificación, en su vida útil de servicio. Por ello, se busca determinar la adecuada distribución de elementos que permita una edificación segura ante algún tipo de sollicitación sísmica.

Después, el cálculo de las fuerzas internas se hace en base a la reacción de la edificación a cargas de estáticas y dinámicas que pueda experimentar, por medio las características de los materiales y el diseño propuesto. Los cálculos seguirán las recomendaciones de diseño de concreto armado en base al metrado, compatibilidad y condiciones de contorno, equilibrio estático y leyes constitutivas de los elementos que conforman la estructura. Así mismo, se tendrá en consideración los desplazamientos que puedan llegar a presentar, los cuales será comparados con las tolerancias máximas descritas en las normas de diseño de concreto armado E.060 y diseño sismorresistente E.030.

El cálculo de resistencia y esfuerzos nos permitirá establecer los detalles de refuerzos, dimensiones y disposición final de los elementos que conformarán la edificación, mediante la optimización de dimensiones, cuantía de acero, control de fisuras y agrietamientos, con el fin de evitar los sobredimensionamientos innecesarios y efectos no deseables luego del vaciado de concreto armado.

Finalmente, se procederá a plasmar los resultados, detalles y recomendaciones en planos o modelos que puedan llegar a ser comprendidos por los especialistas en el rubro, para su posterior debate y desarrollo.

CAPÍTULO 2: GENERALIDADES

2.1 Características principales de la edificación

El proyecto se desarrollará en la ciudad de Lima, distrito de Pueblo Libre. Se ha considerado la capacidad portante del suelo de 4 kg/cm^2 , en base al estudio de mecánica de suelos en la localización del proyecto.

La vivienda multifamiliar se desarrolla sobre un terreno de 665 m^2 , área construida de 375 m^2 , área techada de 2520 m^2 y altura de 20.95 m . La primera planta para 16 estacionamientos, recepción y accesos, 16 departamentos comunes y 4 dúplex. La edificación se diseñará con concreto $f'c \text{ } 210 \text{ kg/cm}^2$ de resistencia para el casco estructural y la cimentación.

El sistema estructural estará compuesto por losas aligeradas, vigas, columnas y placas que permitan una correcta distribución de fuerzas momentos y esfuerzos a la cimentación. A continuación, se muestra el modelamiento de la estructura en la Figura 2.

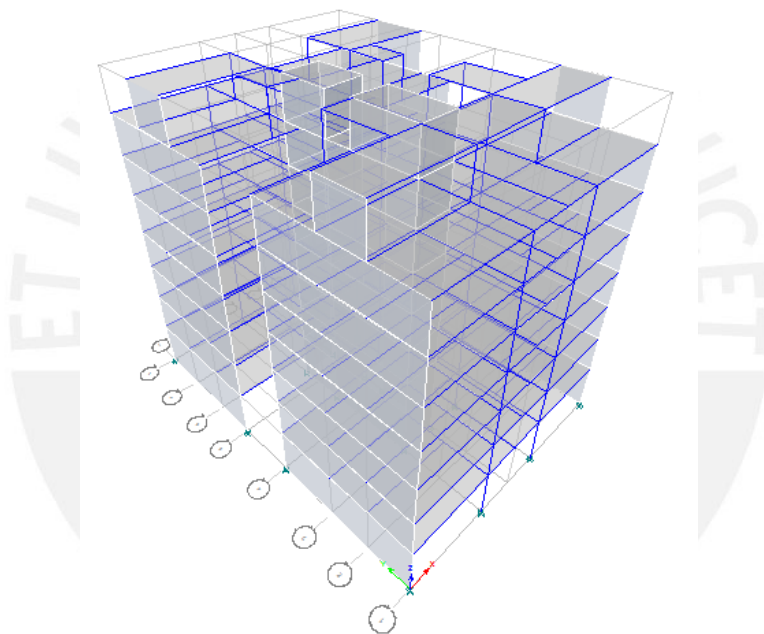


Figura 2. Modelado de elementos estructurales, vista 3d.

2.2 Revisión de literatura

Se realizó consulta del informe preliminar del censo nacional del 2017 realizado por el INEI, el cual detalla la cantidad y media poblacional de la ciudad de Lima, el objetivo fue utilizar los resultados en la introducción y justificación del diseño de un edificio multifamiliar.

A continuación, se identificó a Lima como ciudad de alta actividad sísmica por la consulta de mapas y tablas de la norma sismorresistente (E.030, 2018) y el libro de Apuntes del Curso de Ingeniería Antisísmica del ingeniero Muñoz (1999). Se emplearon las cantidades de valores espectrales de amplificación y reducción según las irregularidades de planta y zona de la norma sismorresistente (E.030, 2018).

Asimismo, el predimensionamiento se utilizó las sugerencias del libro de Estructuración y Diseño de Edificación del ingeniero Blanco (1994), como la disposición de elementos estructurales en contornos y centro del edificio. El cual permitió determinar dimensiones en

base a longitudes mínimas por parte de la norma E.0.60 (2009) de diseño de concreto armado, así mismo como área y perímetro de paños libre o contenidos. El libro del ingeniero Blanco brindó recomendaciones de áreas efectivas según la utilidad y uso de la edificación por medio de la propia experiencia del autor.

Después, el metrado de edificación siguió la recomendación del libro de Análisis de Edificios del ingeniero San Bartolomé (1999), según las condiciones de apoyo y condición de borde, también se determinó las longitudes de área de influencia en las plantas típicas y azotea. La densidad y peso específico de elementos estructurales y no estructurales se siguió por medio de la norma E.0.20 (2006).

En consecuencia, se realizó el modelo del casco estructural predimensionado en el programa ETABS, con el fin de determinar las fuerzas y momentos actuantes para la condición de servicio. Además, se modeló el comportamiento de la estructura para condición de formación de rótulas plásticas, modos de vibración, desplazamiento elástico e inelástico según la norma E.030 (2018). La guía del modelado siguió las pautas del libro de Análisis y Diseño de Edificación de Estructuras con el programa computacional ETABS (2017).

El diseño de concreto armado siguió las recomendaciones y exigencia de la norma E.060 (2009) de concreto armado; además, se consultó el libro de Apuntes del curso de concreto armado (2018) del ingeniero Ottazzi, Diseño de concreto armado del ingeniero Harmsen (2002) y las diapositivas del curso de concreto armado 2 del ingeniero Higashi (2019).

2.3 Descripción de la arquitectura

El edificio estará conformado por una primera planta de 16 estacionamientos, acceso y recepción; a partir del segundo al quinto nivel, estará conformado por 04 departamentos típicos sobre un área de 375 m² de 2.7 m de altura; y del sexto al séptimo nivel estará conformado por 04 departamentos dúplex sobre un área de 643 m² de 2.7m de altura.

Los departamentos estarán compuestos de una sala, comedor, lavandería, dos baños comunes y uno principal, y dos dormitorios comunes y uno principal. Para los departamentos dúplex contarán de una sala, comedor, lavandería, terraza, tendedero de ropa, tres baños comunes y uno principal, y dos dormitorios comunes y uno principal.

El acceso será por medio de un corredor común conectado con 02 ascensores y 01 escalera de evacuación. A continuación, en la Figura 3 se presenta la planta típica de la edificación.

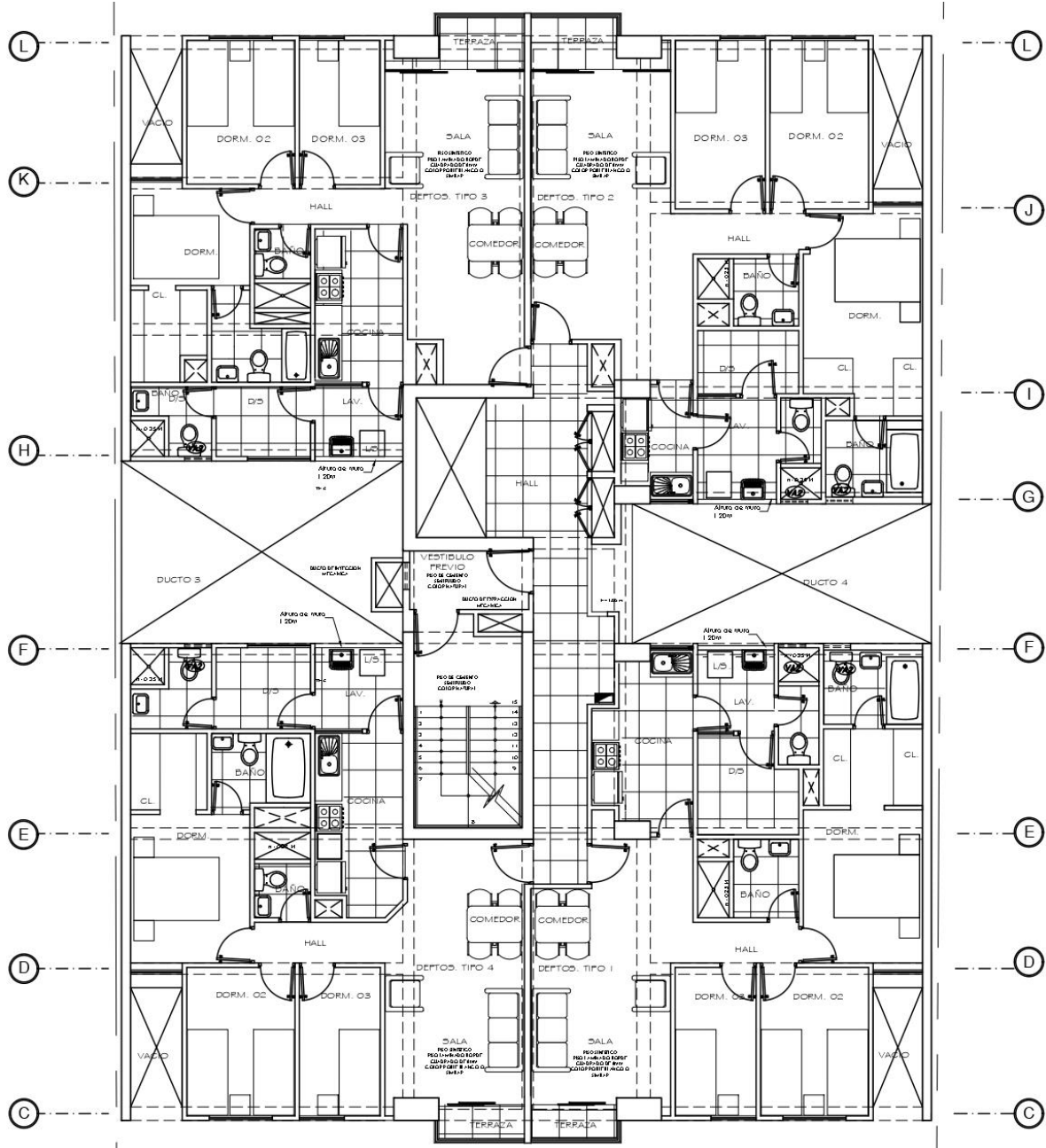


Figura 3. Planta típica de arquitectura distribución de elementos.

2.4 Normas utilizadas

Para el presente estudio se empleó la norma E.0.20 (2006) del reglamento nacional de edificaciones para la estimación de cargas de gravedad presentes en la estructura. Además, para las cargas de sismo se empleó las consideraciones de sitio e irregularidades de planta y altura para conocer las fuerzas de sismo actuantes para un sismo frecuente en el distrito de Pueblo Libre.

En el análisis dinámico y estático de la edificación se empleó cargas de servicio, cargas últimas por medio de coeficientes de amplificación de carga y cargas sísmicas; además, se utilizó los requerimientos y consideraciones sismorresistentes de la norma E.0.30 (2018).

Para el diseño de elementos estructurales de concreto armado se usaron las consideraciones de la norma E.0.60 (2009), las cuales brindaron cuantías de acero y dimensiones requeridas para el diseño por resistencia.

Finalmente, para la adecuada distribución de fuerzas, momentos y esfuerzos hacia el terreno de la edificación mediante cimentación constituidas por zapatas combinadas, aisladas y corridas, se utilizó de guía para el diseño las norma E.0.50 (2018), que permitió determinar las dimensiones de las zapatas mediante el análisis de las características mecánicas del suelo de la ubicación de la edificación.

2.5 Aspectos generales del diseño por resistencia

La resistencia de un elemento se presenta al aplicar algún tipo de sollicitación o fuerza en una sección con el fin de determinar los efectos de flexión, cortante, carga axial, torsión, en combinación de cargas antes mencionadas.

El diseño por resistencia, en síntesis, propone un diseño por estados límites, este estado no involucra el colapso total de una estructura bajo cargas de servicio sino propone evaluar los estados que pueden representar una probabilidad de peligro a los usuarios de infraestructuras compuestas por los elementos de concreto armado, los principales estados son de deflexiones excesivas, fisuración excesiva, vibraciones indeseables y corrosión de armaduras. Los estados límites de servicio se verifican luego del diseño de los refuerzos de acero. (Ottazzi, 2018, p. 78-89).

Los elementos diseñados por la norma E.0.60 (2009) contemplan que “las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener, en todas sus secciones, resistencias de diseño por lo menos iguales a las resistencias requeridas” (E.060, 2009, p. 76), con el fin de garantizar un comportamiento adecuado en los niveles de cargas de servicio.

El elemento estructural soportará en forma segura las cargas o sollicitudes, si en cada sección se cumple las siguientes disposiciones.

Resistencia \geq Efecto de las Cargas

Resistencia Suministrada o Proporcionada \geq Resistencia Requerida

Resistencia de Diseño \geq Resistencia Requerida

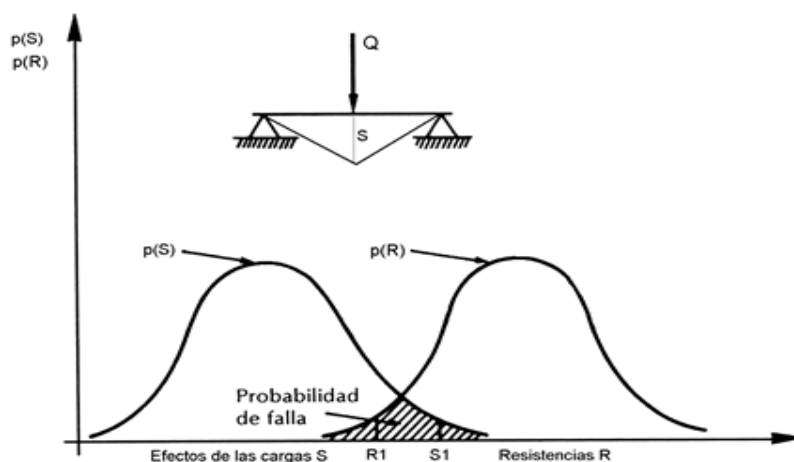


Figura 4. Distribución normal de frecuencias de efectos de variabilidad de carga y resistencia (Ottazzi, 2018)

La resistencias y cargas son de comportamiento variables aleatoria con una distribución normal de frecuencia como se muestra en la Figura 4, “es conveniente contar con un juego de factores que tomen en cuenta la variabilidad de la resistencia y con otro juego de factores que tomen en cuenta la variabilidad en los efectos que producen las cargas externas en la estructura” (Ottazzi, 2018, p. 78-89).

Se debe buscar que la resistencia requerida sea menor que la calculada y que los efectos de las cargas sean mayores que los calculados para que permita una respuesta por variabilidad de carga. Por tal razón, se plantean una serie de factores recomendados por la norma E.060 (2009), con el fin de determinar la resistencia de diseño proporcionada por el elemento de análisis, según la siguiente Tabla 1.

Tabla 1. Factores de reducción de resistencia por variabilidad de carga y componente. (E.060, 2009)

Factores de reducción de resistencia		Compresión y flexocompresión	
Flexión	0.9	Elementos con espirales	0.75
Tracción y Tracción + Flexión	0.9	Elementos con estribos	0.7
Cortante	0.85	Aplastamiento en el concreto	0.7
Torsión	0.85	Zonas de anclaje del postensado	0.85
Cortante y torsión	0.85	Concreto simple (sin armadura)	0.65

2.6 Cargas utilizadas

Para el análisis de cargas se consideran generalmente carga de gravedad y sismo, con sus respectivos factores de amplificación sísmica, según las normas de diseño. Para evaluar a la estructura en su condición más desfavorable durante la condición de servicio.

La norma E.020 (2006) del reglamento nacional de edificaciones recomienda valores de cargas que se deben considerar en el diseño y análisis de una estructura, dependiendo del servicio e importancia que cumplirá en su vida útil.

Las cargas son divididas en grupos que difieren en el comportamiento durante el servicio como cargas que pueden cambiar de posición en la edificación (cargas vivas), cargas que permanecen en estado estático (cargas muertas), cargas por la acción de sismo y cargas conformadas por fluidos (viento, agua). Estableceremos las cargas muertas (CM) al peso de los materiales de construcción, equipos permanentes, tabiques o parapetos y otros elementos que interactúen en la edificación, que poseen peso propio y se mantienen sin movimiento. Cargas vivas (CV) serán definidas por el peso de los ocupantes, materiales equipo con movilidad eventual o permanente en la estructura, mobiliario y otros elementos. Las cargas de sismo (CS) se generan debido a la acción sísmica sobre la estructura. Y, las cargas de fluidos como las de líquidos en reservorios o cisternas (San Bartolomé, 1999).

2.7 Propiedades de los materiales considerados en el diseño

Acero de refuerzo

Se usarán barras de acero corrugado y/o barras de acero liso del tipo grado 60 con alto grado de resistencia a la tracción.

Límite de Fluencia: $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad: $E_s = 2'000,000 \text{ kg/cm}^2$

Concreto armado

Es el compuesto estructural formado por acero de refuerzo y concreto, ambos forman un material que sirve para resistir esfuerzos actuantes en los elementos estructurales que integran una edificación. El concreto armado dota a los elementos que la conforman una combinación de resistencia para esfuerzos de tracción, compresión, flexión, corte y flexo compresión (Ottazzi, 2018).

Además, el concreto armado tiene una aceptación universal, porque los materiales que conforman su fabricación están presentes en la mayoría de países. Los compuestos del concreto armado pueden ser conseguidos y transportados con facilidad como es el caso del cemento, agregados, agua y refuerzos de acero (Ottazzi, 2018).

Resistencia especificada a la compresión: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Poisson: $\nu' = 0.15$

Módulo de Elasticidad: $E_c = 217,000 \text{ kg/cm}^2$

2.8 Características de elementos no estructurales

Vigas Chatas

Son vigas que no conforman el sistema estructural de la edificación; sin embargo, cumple la función de resistir cargas en su dirección de acción, como tabiquería por carga lineal y carga puntual. Además, son elementos que sirven de delimitación y confinamiento de área en las losas macizas y aligerados.

Estos elementos deben ser diseñados en base a cargas de gravedad y evaluar las condiciones de servicio que presentará.

El material de construcción será concreto de resistencia $f'c$: 210 kg/cm^2 y acero de refuerzo de f_y : 4200 kg/cm^2 .

Muros no portantes (tabiquería)

Son aquellos muros que solo soportan su propio peso y el momento de volcadura durante un evento sísmico, no interactúa con el sistema estructural de la edificación por lo que al final de su construcción, todos sus bordes quedan aislados a los elementos estructurales mediante el uso de planchas de Tecnopor o sellante. Este sistema permite a los tabiques tener un comportamiento independiente de la estructura principal durante un evento sísmico (Compañía Minera Lauren, 2018). El tipo de unidad debe ser bloque sílico calcáreos Placa P-10 y P-14 y las dimensiones utilizadas son $10 \times 50 \times 25 \text{ cm}$, $14 \times 50 \times 25 \text{ cm}$. Además, el peso aproximado de cada unidad oscila entre 23.20 kg , 25.30 kg , con un uso de un espesor de junta de $1.5 \text{ cm} \pm 3 \text{ mm}$.

Los muros de tabiquería o muros divisorios serán elaborados como muros no portantes, dado que su función principal es delimitar ambientes, serán elaborados con bloques sílico calcáreos Placa P-10 con dimensiones de $10 \times 50 \times 25 \text{ cm}$.

La unión con los elementos superior e inferior que servirán de confinamiento, será mediante varillas ancladas con ojos chino estándar, continuas de losa a fondo de vigas o cielo raso.

El ojo chino se debe pegar al concreto de la losa de techo o viga con adhesivo epóxico. El ojo chino se debe pegar al ladrillo de techo de arcilla tarrajado con adhesivo epóxico.

Cisterna de agua

La cisterna es una estructura que permite contener líquidos que serán utilizados en la edificación, tal es el caso de agua potables, por ello, la cisterna debe dotar de suficiente agua para cubrir el abastecimiento de los departamentos. El diseño será planteado en base a las recomendaciones de la ACI-318-2019 y los efectos de la carga de empuje del terreno, el agua y condiciones crítica en servicio.

El material de construcción será concreto de resistencia $f'c$: 210 kg/cm² y acero de refuerzo de F_y : 4200 kg/cm².

Escaleras

Las escaleras son elementos importantes de la edificación; además, son parte del sistema de acceso que permite intercomunicar los diferentes niveles y ambientes en la estructura. Serán diseñados en base a criterios de resistencia y servicio.

El material de construcción será concreto de resistencia $f'c$: 210 kg/cm² y acero de refuerzo de f_y : 4200 kg/cm².

Alfeizar

El aparejo es de soga tabiques, sardinell, muros bajos, alfeizar, muros de espesor de 10 a 14 cm. De doble aparejo para muros de ductos de ventilación y montantes eléctricos, muros de 20 cm de espesor (Compañía Minera Lauren, 2018).

CAPÍTULO 3: PRE-DIMENSIONAMIENTO Y ESTRUCTURACIÓN

3.1 Generalidades

La estructuración de un edificio consiste en definir el uso, características de sitio, materiales a utilizar y disposición de elementos estructurales, los cuales serán los responsables de brindar resistencia y seguridad a la edificación. Los elementos estructurales más usados son losas aligeradas, losas macizas, vigas, columnas y placas que permitan tener un buen comportamiento ante solicitudes de cargas de gravedad y de sismo.

Por lo tanto, es recomendable seguir los siguientes parámetros de estructuración para lograr una estructura sismorresistente según el ingeniero Blanco (1994).

- Simplicidad y simetría
- Uniformidad y continuidad de la estructura
- Existencia de diafragmas rígidos
- Diseño de concreto armado
- Análisis de la influencia de los elementos no estructurales.
- Hiperestaticidad y monolitismo
- Rigidez lateral
- Sub-Estructura y cimentación

3.2 Techos

Para losas macizas se tomó como criterio establecer el espacio necesario que permita la convergencia de la red de instalación de agua, desagüe, luz, gas y telecomunicaciones sin llegar a la saturación u obstrucción de estos.

En la Tabla 2, se muestra el predimensionamiento del espesor en losas en base a la luz entre 25 o perímetro entre 90. Se determinó el espesor de 20 cm para todas las losas, dado que son continuas entre ellas.

Tabla 2. Cuadro resumen de predimensionamiento de losa maciza

Área (m ²)	Longitud (m)	Perímetro (m)	L/25 (cm)	P/90 (cm)
9.55	3.9	12.7	15.60	14.11
6.88	3.2	10.7	12.80	11.89
4.01	2.4	8.14	9.60	9.04

Para losas aligeradas se usó para los paños restantes que comprende el interior de los departamentos y áreas de lavandería. El criterio de predimensionamiento fue por la condición de apoyo en las áreas interiores del edificio.

Simplemente apoyadas: $h = \frac{L}{22}$

Con un extremo continuo: $h = \frac{L}{23.5}$

Ambos extremos continuos: $h = \frac{L}{25}$

Para paños importantes se determinó para medidas típicas de 17, 20, 25 y 30 según la Tabla 3. Se determinó el uso de losas de 20 cm para todas las losas, dado que son continuas entre ellas.

Tabla 3. Cuadro resumen de predimensionamiento de losas macizas

Longitud (m)	Apoyo	L/ (22,23.5,25) (cm)
4.5	Extremos Continuos	18
3.75	Extremo Continuo	16
4.1	Simple	19
3.5	Simple	16

3.3 Vigas peraltadas y chatas

En las vigas peraltadas y chatas, se siguió el criterio de luz libre entre apoyos de las mismas para establecer el peralte de la viga, se supuso un ancho constante para evitar la variabilidad del marco estructural del edificio.

Para vigas en luces amplias se estableció ancho de 30 cm y para las demás luces entre columnas y placas una base de 25 cm.

$$\text{Simplemente apoyadas: } h = \frac{L}{12}, \frac{L}{10}$$

$$\text{Con un extremo continuo: } h = \frac{L}{13}, \frac{L}{11}$$

$$\text{Ambos extremos continuos: } h = \frac{L}{14}, \frac{L}{12}$$

$$\text{Ambos extremos continuos: } h = \frac{L}{7}, \frac{L}{5}$$

En la Tabla 4, se ordenó el peralte para luces importantes medidas como continuas o similares, el uso de un peralte efectivo de 55 cm. para evitar la variabilidad de peralte en cada ambiente de los departamentos.

Tabla 4. Cuadro resumen de predimensionamiento de vigas

Longitud (m)	Ancho (cm)	L/10 (m)	H (cm)
4.05	30	0.41	55
3.5	30	0.35	55
3.6	30	0.36	55
2.55	25	0.26	55
2.3	25	0.23	55
3.8	25	0.38	55

3.4 Columnas

Las columnas son elementos que deben ser predimensionados con el fin de soportar cargas de compresión axial y momentos de flexión muy bajos, tener luces menores a 7 u 8 metros entre columnas. Además, de determinar la función que cumplirá la columna como central o de contorno. Con todo ello, se podrá definir el área por la relación entre la carga (en servicio) y el 45% de la resistencia del concreto utilizado y en caso de contorno el 35% del mismo.

$$A (\text{columna}) = \frac{A (\text{influencia})}{0.45 * f'c'}, A (\text{columna}) = \frac{A (\text{influencia})}{0.35 * f'c'}$$

Para tal medida en la Tabla 5, se realizó un metrado por metro cuadrado y se asumió una resistencia del concreto a usar como $f'c'$ 210 kg/cm² y un ancho típico de 50 cm.

Tabla 5. Cuadro resumen de predimensionamiento de columnas

Columnas	Área Tributaria (m ²)	Carga (tn/m ²)	Carga servicio (tn/m ²)	Nº	F'c (kg/cm ²)	Factor	Área requerida (cm ²)	Área seleccionada (cm ²)	Sección
Central	30	1.0	30	7	210	0.45	2222	3200	40x80
Central	26	1.0	26	7	210	0.45	1925	3200	40x80
Esquinera	21	1.0	21	7	210	0.35	2000	4000	50x80
Esquinera	23	1.0	23	7	210	0.35	2190	4000	50x80

3.5 Placas

La principal función de las placas es de absorber las fuerzas de sismo, con el fin de aliviar a los pórticos durante estos eventos. Para el cálculo del predimensionamiento se calcula el área necesaria para soportar el cortante de sismo.

$$V_s = V_n = \phi (V_c + V_s) = 0.85 (0.53 * \sqrt{210} * A_p + 0.25\% * 4200 * A_p) = 15.45 A_p$$

Para las consideraciones, se tomó el tipo de suelo como grava o roca y zona en la costa. Para el cálculo de la cortante producida por el sismo, se obtienen la condición local sísmica para la en la edificación. Z= 0.45, U= 1, C= 2.5, S= 1, R= 6, con un peso de 1 tn/m² para 7 pisos.

$$V_s = \frac{ZUCS}{R} * A_p * N_p = 0.1875 * 377 * 7 = 494.81 \text{ tn}$$

Se propuso un espesor de e = 20 cm para muros que es lo habitual para edificios de 8 pisos a menos, para calcular la longitud requerida para muros.

$$L_p = \frac{V_s}{15.45 * e} = 12.81 \text{ m}$$

En el proyecto de edificación, se propuso una mayor longitud de elementos de muros, los cuales cumplen con el predimensionamiento recomendado.

Longitud en dirección XX: 15.9 m.

Longitud en dirección YY: 41.05 m.

A continuación, en la Figura 5, se presenta la estructuración de la edificación en planta típica.

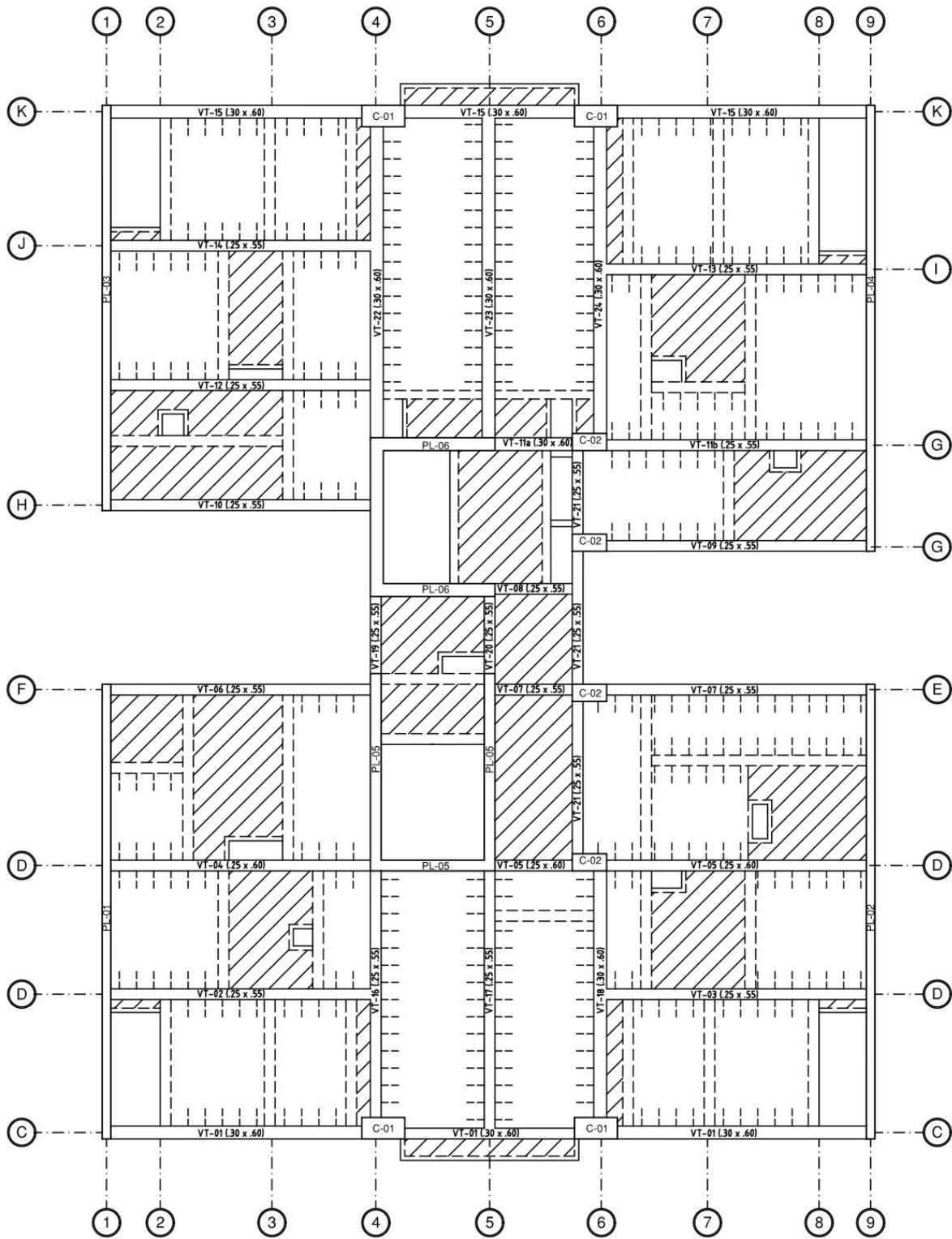


Figura 5. Distribución de elementos estructurales

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO

El diseño de la estructura debe ser analizada para condiciones sísmicas locales, donde se pretende evaluar el desempeño que podría llegar a presentar. Por ello, existen requerimientos y criterios exigidos por la norma E.030 (2018), con el fin de establecer condiciones mínimas para el diseño sismorresistente.

4.1 Parámetros sísmicos de acuerdo con la Norma E.030

Para el análisis sísmico del edificio se utilizaron los parámetros de sitio, amplificación, zona, uso y reducción de la norma E.030 (2018). El objetivo de realizar este tipo de análisis es obtener la respuesta máxima esperada para fuerzas internas en cada uno de los elementos que conforman el sistema estructural de la edificación como valores globales, fuerzas y desplazamientos.

Factor de zona: $Z = 0.45$ (Zona sísmica 4). La norma E.030 (2018) en el artículo 10, basa la zonificación sísmica a la distribución espacial de los eventos sísmicos observados mediante una relación de recurrencia para intervalos de tiempo, y la relación de intensidad y valores máximos del movimiento del suelo por atenuación de la energía liberada y distancia del foco o epicentro. En la Figura 6, muestra que a cada zona se le asigna un valor de máxima aceleración horizontal con una probabilidad de 10% a ser excedida en 50 años.

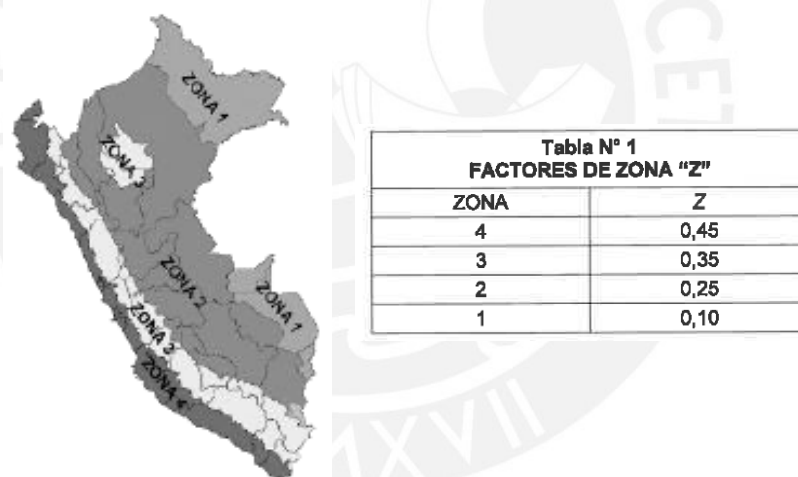


Figura 6. Zonificación sísmica en el Perú y tabla de factores de zonificación sísmica (E.030, 2018)

Factor de Uso: $U = 1.00$ (Categoría C, edificación común). Según la Tabla 6, extraída del artículo 15 de la norma E.030 (2018), clasificamos la estructura del edificio según un factor de importancia.

Tabla 6. Categorización de edificaciones según su uso (E.030, 2018)

Categoría de Edificación		
Categoría	Descripción	Factor U
Tipo C Edificación común	Edificaciones tales como viviendas, oficina, hoteles y restaurantes	1

Coeficiente de Amplificación Sísmica: $C = 2.5$, El factor de amplificación estructural depende a la relación entre la aceleración en el suelo y el periodo fundamental de la estructura, según el artículo 14 de la norma E.030 (2018). Pese a que el periodo de la estructura puede ser afectado

por las irregularidades de planta y altura, la hipótesis básica para este valor será determinada por el artículo 28.4 de la norma.

$$T = \frac{H}{Ct} = \frac{23.5}{60} = 0.4 \text{ s}$$

Se establece como “H” altura del edificio y “Ct” el coeficiente respecto al sistema estructural predominante en una dirección de la estructura; sin embargo, estos valores serán comprobados más adelante durante el análisis sísmico del edificio. El periodo de la estructura es comparado a los valores en la Tabla 7 de la norma con el fin de determinar los valores de periodo en plataforma e inicio de zona con amplificación constante, T_p , T_l respectivamente.

$$T < T_p \rightarrow C = 2.5$$

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

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

Tabla 7. Tabla de periodos de planta y sección constante según el tipo de suelo (E.030, 2018)

	Periodos "Tp" y "Tl"			
	Perfil de suelo			
T (s)	S0	S1	S2	S3
T_p (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T_l (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Parámetro de sitio: $S = 1.00$ (Suelo rígido). El parámetro nos permite definir los valores de amplificación del suelo. En la Tabla 8, de la norma E.030 (2018) en el artículo 12, se plantea una clasificación de suelo correspondiente a la ubicación de la edificación. Suelo tipo S1, de suelo de arena gravosa o roca. Antes mencionado en las características de la edificación, de acuerdo al tipo podremos relacionar la zona geográfica con las características del suelo según el artículo 13, y determinar el factor.

Tabla 8. Tabla de factores de suelo (E.030, 2018)

	Factores de suelo "S"			
	Perfil de suelo			
Zona	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

Coefficiente de Reducción de Solicitaciones Sísmicas: $R_o = 6$, El valor del coeficiente será determinado por la Tabla 9 de la norma E.030 (2018), valor que relaciona la capacidad de reducción del edificio según el tipo de sistema estructural predominante en una dirección de análisis. Sistema estructural basado en muros de concreto armado por placas, para la hipótesis básica estos valores no serán reducidos; sin embargo, serán comprobadas más durante el análisis sísmico del edificio. Aceleración de la gravedad: $g = 9.81 \text{ m/s}^2$.

Tabla 9. Clasificación coeficiente de reducción sísmica (extraída de la norma E.030, 2018)

Sistemas estructurales	
Sistema estructural: Concreto Armado	Coefficiente básico de reducción
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6

Finalmente se obtienen los parámetros de sollicitación sísmica para la cortante basal en la edificación.

$$Z= 0.45, U= 1, C= 2.5, S= 1, R_o= 6$$

Porcentaje de peso actuante para la cortante basal, fuerza que actuará para el análisis de sismo estático en la estructura.

$$\frac{ZUCS}{R_o} = 0.1875 \rightarrow 18.75\% W_p$$

4.2 Masa sísmica

Se definirá el peso de la estructura por medio del modelado del programa ETABS, como se muestra en la Figura 7. La razón de utilizar el programa es para idealizar el sistema que se intenta diseñar, con algunas suposiciones y simplificaciones. Por ejemplo, las vigas y columnas estarán centradas, no se programará los ductos de ventilación, montantes eléctricos e iluminación, el peso de tabiques será por metro lineal a lo largo de las losas y vigas, se programará la incursión de rótulas plásticas en aquellos elementos que no presenten la suficiente longitud de desarrollo para el anclaje de barras que resistan esfuerzo de flexión.

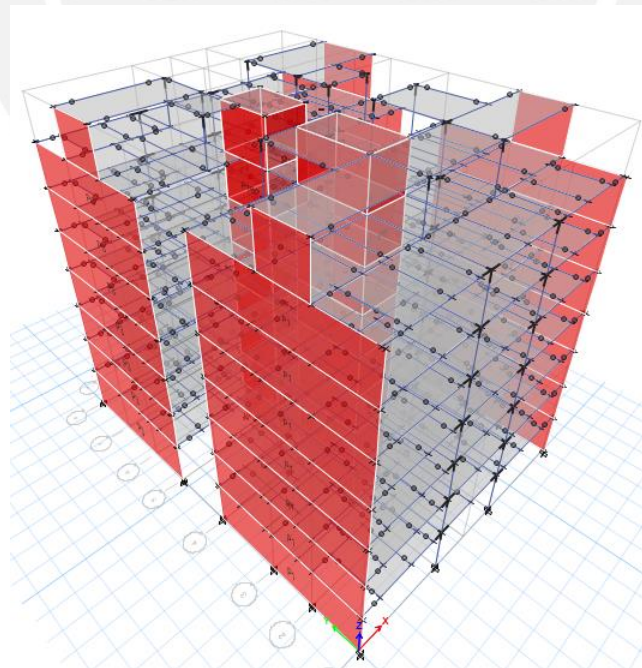


Figura 7. Vista de modelo 3-D del modelo estructural en ETABS

4.2.1 Centro de rigidez

Es el punto definido por la rigidez lateral que aportan los elementos de un entrepiso de la edificación, en la Figura 8 se muestra el esquema donde los valores rotan y se trasladan en cada dirección del plano en planta ejes X e Y (X_{cr} , Y_{cr}), se trasladan con respecto a la rigidez del material al resto de puntos en planta. Se calcula como el centro estático de las rigideces laterales de los elementos que pertenecen al sistema estructural de una edificación.

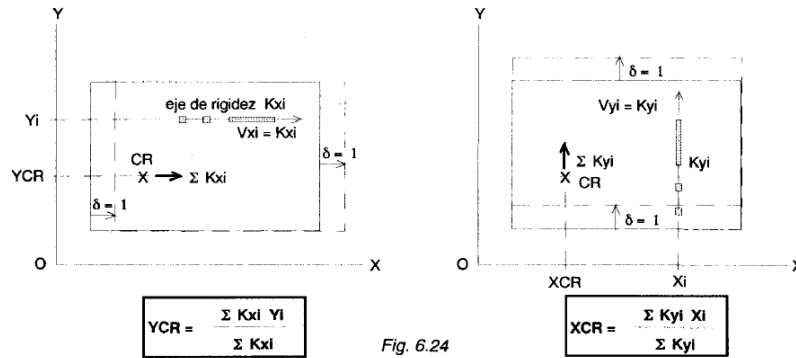


Figura 8. Vista en planta en dirección XX e YY del centro de rigidez (San Bartolomé, 1999)

4.2.2 Centro de masa

Es el punto compuesto por el centro de masas de cada elemento que compone el entrepiso de la edificación, centroide del área en planta, como se muestra en la Figura 9 (planta). Dicha concentración de masas contempla la masa vertical, que contribuye a la altura media de otras elevaciones superiores con diferente masa en el entrepiso.

Este punto concentrará la masa en planta en los ejes X e Y (X_{cm} , Y_{cm}), valores permitirán simplificar los cálculos en análisis durante el comportamiento de la edificación ante una carga sísmica de diseño, concentrando la masa actuante y la fuerza de cada entrepiso como en la Figura 9 (elevación).

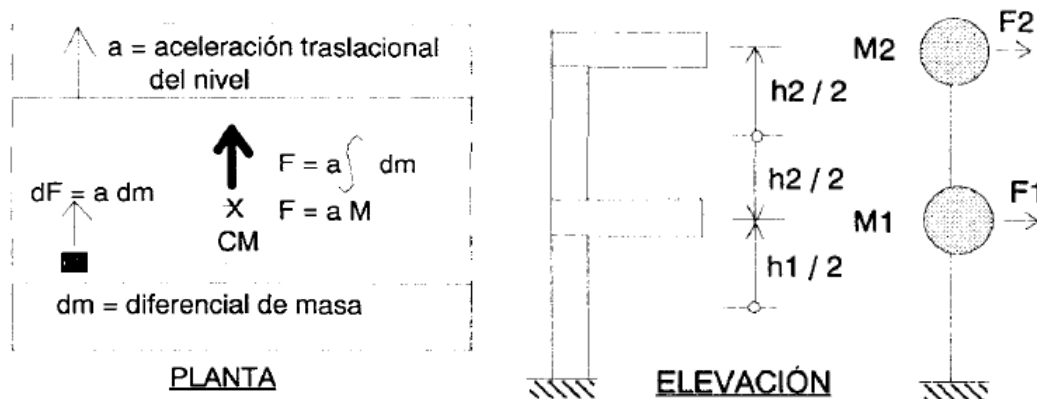


Figura 9. Vista en planta y altura del centro de masa de una edificación (San Bartolomé, 1999)

Se presenta en la Tabla 10, los valores obtenidos del análisis de estructural de centro de masa y rigidez en la edificación, modelado en el programa ETABS, se puede apreciar como varía en relación al nivel de la edificación, en el posible nivel de deriva máxima de entrepiso (Piso 4).

Tabla 10. Ubicación de centro de masa y centro de rigidez, y peso de la edificación.

Nivel	Masa (Tn-s ² /m)	Peso (Tn)	X CM (m)	Y CM (m)	X CR (m)	Y CR (m)	Peso (Tn/m ²)
Piso 1	46.92	460.25	8.91	11.78	8.58	11.69	1.22
Piso 2	46.28	454.02	8.91	11.79	8.62	11.11	1.20
Piso 3	46.28	454.02	8.91	11.79	8.63	10.76	1.20
Piso 4	46.28	454.02	8.91	11.79	8.61	10.60	1.20
Piso 5	46.28	454.02	8.91	11.79	8.59	10.54	1.20
Piso 6	42.99	421.73	8.90	11.78	8.57	10.52	1.12
Piso 7	18.54	181.88	8.97	11.36	8.58	10.48	0.48

4.3 Análisis de las irregularidades del edificio en planta como elevación.

La evaluación de irregularidad estructural se determina como el menor valor de los coeficientes del artículo 20 de la norma E.030 (2018), para ambas direcciones de análisis XX e YY. Dicho valor modificará el factor de reducción sísmica y por ende la fuerza de sismo estático.

La irregularidad será determinada por los menores factores de irregularidad en altura y planta, con el fin de limitar el factor de reducción sísmica R_o .

4.3.1 Irregularidad en altura

Piso Blando

La estructura no presenta piso blando, porque la relación de la rigidez de entrepiso es mayor al 70% de la rigidez inmediata del piso superior y mayor al 80% de la rigidez del promedio de tres niveles superiores. En la Tabla 11, se analizó cada dirección en traslación pura.

Tabla 11. Resultados de análisis de irregularidad de altura

Nivel	Dirección	Rig. X (Tn/m)	Rig. Y (Tn/m)	0.7	0.8	Irreg. en X	0.7	0.8	Irreg. en Y
Piso 1	x	336642	0.00	1.84	2.35	No	-	-	No Aplica
Piso 2	x	183101	0.00	1.35	1.64	No	-	-	No Aplica
Piso 3	x	135905	0.00	1.24	1.55	No	-	-	No Aplica
Piso 4	x	109875	0.00	1.23	1.82	No	-	-	No Aplica
Piso 5	x	89053	0.00	1.38	2.80	No	-	-	No Aplica
Piso 6	x	64691	0.00	2.40	-	No	-	-	No Aplica
Piso 7	x	26899	0.00	7.24	-	No	-	-	No Aplica
Piso 1	y	0.00	1741492	-	-	No aplica	1.65	2.15	No
Piso 2	y	0.00	1052535	-	-	No aplica	1.37	1.71	No
Piso 3	y	0.00	770567	-	-	No aplica	1.28	1.65	No
Piso 4	y	0.00	602835	-	-	No aplica	1.28	1.95	No
Piso 5	y	0.00	470175	-	-	No aplica	1.44	2.93	No
Piso 6	y	0.00	326365	-	-	No aplica	2.46	-	No
Piso 7	y	0.00	132590	-	-	No aplica	5.84	-	No

Irregularidad de Masa

La planta estructural está formada por plantas típicas donde la masa es la misma de un piso a otro; por ello, el edificio no presenta irregularidad por masa. Cabe resaltar que la azotea no se toma en consideración por recomendación de la norma E.030 (2018). Los resultados del análisis se presentan en la Tabla 12.

Tabla 12. Análisis de irregularidad de masa

Nivel	Masa (Tn-s ² /m)	Relación de masa	Irregularidad
Piso 1	46.92	1.0	No presenta
Piso 2	46.28	1.0	No presenta
Piso 3	46.28	1.0	No presenta
Piso 4	46.28	1.0	No presenta
Piso 5	46.28	1.1	No presenta
Piso 6	42.99	2.3	No aplica
Piso 7	18.54	-	Azotea

Irregularidad Geométrica Vertical

La estructura presenta una geometría vertical continua; por ello, no presenta irregularidad geométrica. Cabe resaltar que la azotea no se toma en consideración por recomendación de la norma E.030 (2018).

Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

No se presenta desalineamiento de los elementos verticales, pues no habrá un cambio de orientación, tampoco un desplazamiento de magnitud mayor a la dimensión del elemento.

En conclusión, se determina que la irregularidad en altura (Ia) en la edificación, no se presenta por ello, el valor de factor de irregularidad en altura (Ia) es de 1.

4.3.2 Irregularidad en Planta

Esquinas Entrantes

El edificio no presenta esquinas entrantes, no se excede las dimensiones entrantes en el 20% en ambas direcciones de análisis, como se muestra en Tabla 13.

Tabla 13. Análisis de esquinas entrantes

Sección	Long X	Long Y	% en XX	% en YY	Irregularidad
1	1.15	2.55	6%	11%	No
2	1.05	3.1	6%	13%	No
3	6.3	4.05	35%	17%	No
4	6.65	3.1	37%	13%	No
5	1.15	2.65	6%	11%	No
6	1.1	2.65	6%	11%	No
7	1.6	3.1	9%	13%	No

A continuación, en la Figura 10, se detalla la distribución de sectores analizados:

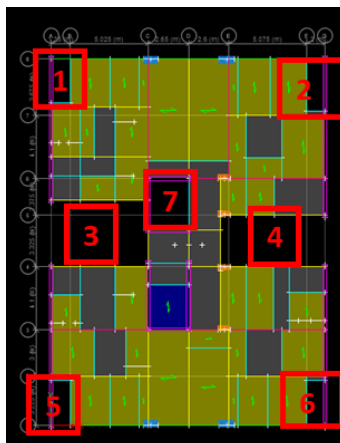


Figura 10. Vista en planta sección típica, secciones de vacíos

Discontinuidad de diafragma

En la Figura 11, las áreas del ascensor, escalera y ductos de iluminación es menor al 25% del área bruta del diafragma; por lo tanto, presenta irregularidad que califica para un factor de irregularidad de 0.85.

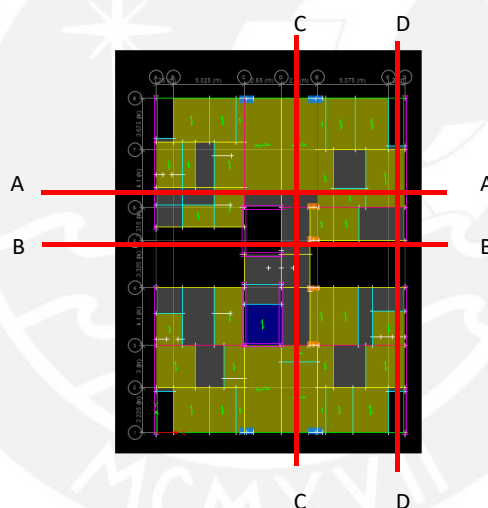


Figura 11. Vista en planta sección típica, cortes para evaluación discontinuidad de diafragma

La Tabla 14, presenta los valores máximos de discontinuidad de diafragma para la evaluación de máxima área bruta y sección transversal total.

Tabla 14. Análisis de irregularidad de diafragma

Sección Transversal	Área XX (m2)	Área YY (m2)	% de Área	Discontinuidad
A-A	3.6	-	100%	No
B-B	0.69	-	19%	Si
C-C	-	4.82	100%	No
D-D	-	3.05	63%	No

Irregularidad torsional (Rt)

Se verificó para efecto de carga sísmica en las direcciones XX e YY de análisis, que el coeficiente R_t relaciona el máximo desplazamiento entre piso y promedio, en un extremo del

edificio no sea mayor al 1.3 el desplazamiento promedio del entrepiso, para tal estudio se obtuvo valores de 1.01 a 1.11 como máximo según la Tabla 15.

Tabla 15. Análisis de irregularidad torsional en XX e YY

Nivel	Masa	Dirección	Max Deriva (m)	Prom Deriva (m)	Ratio (Rt)	Irregularidad
Piso 1	MY-	X	0.00521	0.00515	1.01	No
Piso 1	MY+	X	0.00549	0.00513	1.07	No
Piso 1	MX-	Y	0.00116	0.00107	1.08	No
Piso 1	MX+	Y	0.00113	0.00101	1.12	No
Piso 2	MY-	X	0.00908	0.00906	1.00	No
Piso 2	MY+	X	0.00971	0.00903	1.08	No
Piso 2	MX-	Y	0.00183	0.00171	1.07	No
Piso 2	MX+	Y	0.00179	0.00160	1.12	No
Piso 3	MY-	X	0.01122	0.01116	1.01	No
Piso 3	MY+	X	0.01200	0.01113	1.08	No
Piso 3	MX-	Y	0.00230	0.00215	1.07	No
Piso 3	MX+	Y	0.00224	0.00201	1.11	No
Piso 4	MY-	X	0.01207	0.01200	1.01	No
Piso 4	MY+	X	0.01294	0.01197	1.08	No
Piso 4	MX-	Y	0.00258	0.00241	1.07	No
Piso 4	MX+	Y	0.00249	0.00225	1.11	No
Piso 5	MY-	X	0.01199	0.01192	1.01	No
Piso 5	MY+	X	0.01290	0.01190	1.08	No
Piso 5	MX-	Y	0.00268	0.00249	1.08	No
Piso 5	MX+	Y	0.00256	0.00232	1.11	No
Piso 6	MY-	X	0.01128	0.01121	1.01	No
Piso 6	MY+	X	0.01216	0.01119	1.09	No
Piso 6	MX-	Y	0.00261	0.00243	1.08	No
Piso 6	MX+	Y	0.00249	0.00226	1.10	No
Piso 7	MY-	X	0.01067	0.01046	1.02	No
Piso 7	MY+	X	0.01131	0.01052	1.07	No
Piso 7	MX-	Y	0.00248	0.00228	1.09	No
Piso 7	MX+	Y	0.00237	0.00213	1.11	No

En resumen, la estructura presenta irregularidades de planta ($I_p = 0.85$) y no de altura ($I_a = 1$), por lo cual será necesario disminuir el valor del coeficiente de reducción que, en nuestro caso por ser un sistema de muros estructurales, el cálculo de R_f (Coeficiente de reducción final) será la siguiente expresión.

$$R_f = R_o * I_p * I_a = 6 * 0.85 * 1 = 5.1$$

4.4 Análisis modal

Se propuso por simplicidad estructural el empleo de 3 grados de libertad dinámicos por piso con el fin de determinar desplazamientos, y rotaciones espectrales y estáticas. El límite por período y movimiento se reduce a menos de 1 segundo, se usó el programa ETABS para el análisis de la estructura. Además, se consideró un diafragma rígido para cada piso, asignando 3 grados de libertad, en total se contó con 7 diafragmas que contabilizan un total de 21 modos.

En la Tabla 16, se presenta el análisis para los 3 primeros modos fundamentales, para cada tipo de excentricidad de masa en dirección X e Y.

Tabla 16. Modos de vibración de la estructura para 3 grados de libertad

Caso	Modo	T (s)	Modo	T (s)	Modo	T (s)
Modal	1	0.495	2	0.213	3	0.199
Modal X-	1	0.495	2	0.215	3	0.197
Modal X+	1	0.495	2	0.222	3	0.191
Modal Y-	1	0.494	2	0.214	3	0.199
Modal Y+	1	0.497	2	0.212	3	0.199

Como resultado del análisis de la Tabla 17, los periodos fundamentales son aquellos que presentan mayor porcentaje de participación en cada dirección de la estructura. Se observa que para el primero modo fundamental se presenta en la dirección X-X, donde el periodo 0.5s con un porcentaje de 72.7%, para el segundo modo se presenta en Z-Z rotación, donde el periodo 0.21s con un porcentaje de 66.68% y el tercer modo fundamental se presenta en YY, donde el periodo 0.2s con un porcentaje de 66.24%. La diferencia de estos periodos se debe a que la estructura es más rígida en la dirección XX, debido a la menor cantidad de placas en dirección del eje.

Tabla 17. Porcentaje de masa participativa por cada modo

Caso	Modo	T (s)	UX	UY	RZ
Modal	1	0.5	72.70%	0.00%	0.06%
Modal	2	0.21	0.07%	5.76%	66.68%
Modal	3	0.2	0.01%	66.24%	5.81%
Modal	4	0.13	17.75%	0.00%	0.02%
Modal	5	0.06	5.54%	0.00%	0.07%
Modal	6	0.06	0.00%	0.62%	19.66%
Modal	7	0.05	0.00%	19.63%	0.57%
Modal	8	0.04	2.39%	0.00%	0.00%

4.4.1 Análisis a traslación pura

El apoyo de la base es restringido por apoyos empotrados en los elementos verticales responsables de las cargas laterales como columnas y placas, aparte para cada dirección de análisis se realizó por traslación pura, para el primer modo y determinar el porcentaje de masa de participación.

Para el análisis XX se activará la traslación solo en la dirección del plano XZ, se obtiene los siguientes modos de vibración; para el análisis YY se activará la traslación solo en la dirección del plano YZ, se obtiene los siguientes modos de vibración en la Tabla 18.

Tabla 18. Porcentaje de masa participativa por cada modo

Traslación pura XX				
Caso	Modo	T (s)	UX	UY
Modal	1	0.485	72.6%	0
Modal X+	1	0.485	72.6%	0
Modal X-	1	0.485	72.6%	0
Modal Y+	1	0.485	72.6%	0
Modal Y-	1	0.485	72.6%	0

Traslación pura YY				
Case	Modo	T (s)	UX	UY
Modal	1	0.193	0	72.5%
Modal X+	1	0.193	0	72.5%
Modal X-	1	0.193	0	72.5%
Modal Y+	1	0.193	0	72.5%
Modal Y-	1	0.193	0	72.5%

Del análisis para ambas direcciones podemos determinar que los periodos están definidos por cada dirección modal, debido a que la masa participante es mayor al 70% en el primer modo. A diferencia del análisis en tres grados de libertad se concluye que la masa participante en YY varía de su valor preliminar de 0.185, esto se debe al efecto de no considerar el efecto de torsión, lo cual genera que se reduzca en aproximadamente 28% la participación del tercer modo.

4.5 Cortante basal dinámico y estático

Es un proceso de análisis que permite determinar la contribución de los modos naturales de vibración de la estructura, con el fin de realizar una combinación con el espectro de pseudoaceleraciones (S_a), Figura 12, según el artículo 29 de la norma E.030 (2018). Como resultado, permite determinar las fuerzas internas de los elementos estructurales en la edificación, por medio de parámetros globales como la cortante basal, cortantes de entrepiso, desplazamiento total y entrepiso.

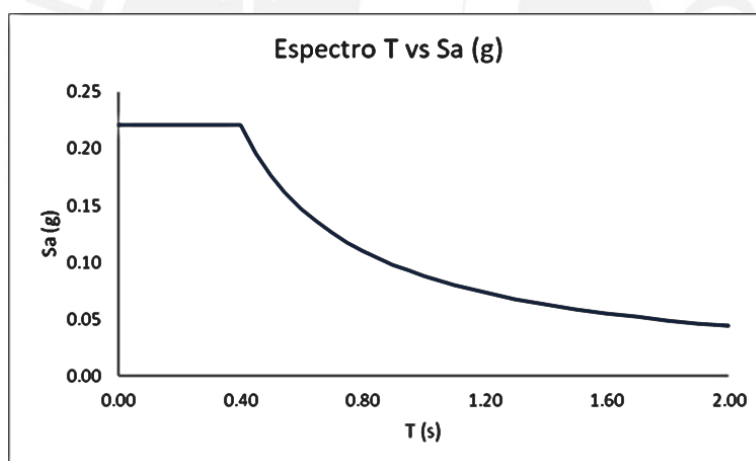


Figura 12. Espectro de pseudoaceleraciones según la norma E.030 (2018)

Se calculó el valor de pseudoaceleración en la Tabla 19 para cada dirección en base al periodo de aceleración en cada dirección de análisis XX e YY con el valor de C, factor de amplificación sísmica; aparte de ello, se determinó el valor de C_{min} , recomendado por la norma E.030 (2018).

Tabla 19. Cálculo de pseudoaceleración en base al periodo de aceleración

Dirección	T (s)	C_{min}	$S_a \text{ min (g)}$	C_i	$S_a \text{ (g)}$
x	0.485	0.561	0.05	2.06	0.1819
y	0.193	0.561	0.05	2.50	0.2206

4.5.1 Fuerza cortante dinámico en la base

Para el análisis XX se activará la traslación solo en la dirección del plano XZ, de igual forma en el análisis YY se activará la traslación solo en la dirección del plano YZ, donde se obtienen las siguientes fuerzas en la base según la Tabla 20.

Tabla 20. Fuerzas de sismo en cada nivel en traslación pura de la estructura en la dirección XZ e YZ

Tipo de Carga	VX (tn)	VY (tn)	MX (tn-m)	MY (tn-m)
Sismo XX MY+	398.08	5.88	78.07	5087.24
Sismo XX MY-	402.34	2.85	31.76	5146.79
Sismo YY MX+	8.91	406.02	5247.85	108.51
Sismo YY MX-	5.59	456.13	5909.99	66.27

4.5.2 Comprobación de hipótesis básica

Al realizar el análisis de dinámico y calcular la cortante de diseño para cada caso modal según la Tabla 21, se comprobó la hipótesis inicial de analizar la estructura como sistema estructural conformado por muros estructurales. Por tal razón, se procedió a determinar el porcentaje de fuerza cortante de sismo que será asumida por los muros estructurales.

Tabla 21. Porcentaje de fuerza cortante en muros estructurales

Tipo de Caso	Cargas de la estructura		Cargas asumidas por los muros		% de Cortante
	V2 (Tn)	V3 (Tn)	V2 (Tn)	V3 (Tn)	
SismoXX MY+	398.08	5.88	335.47	5.87	84.27%
SismoXX MY-	402.34	2.85	339.17	2.78	84.30%
SismoYY MX+	8.91	406.02	7.76	402.50	99.13%
SismoYY MX-	5.59	456.13	4.85	452.12	99.12%

4.5.3 Cortante basal estático

El análisis de fuerzas estáticas equivalentes se especifica la norma E.030 (2018), el método representa las fuerzas sísmicas mediante fuerzas horizontales que actúan en los diafragmas rígidos de cada piso en la edificación. De acuerdo al tipo de estructura se restringirá el uso a estructuras no mayores de 30m., en caso de regulares, y no mayores a 15m, en caso de irregulares (E.030, 2018)

Tabla 22. Parámetros sísmicos locales de la estructura

Parámetros sísmicos		
Zona	z	0.45
Perfil de suelo	s	1
Periodo plataforma	Tp	0.4
Periodo variable	Tl	2.5
Factor de uso	U	1
Rf xx	Rxx	5.1
Rf yy	Ryy	5.1

Para el cálculo de la cortante basal estática, se usó los parámetros sísmicos locales, Tabla 22.

Tabla 23. Porcentaje de fuerza cortante en muros estructurales

Sentido	Excentricidad	T (s)	C	V Estática (Tn)
x	My+	0.485	2.06	523.94
x	My-	0.485	2.06	523.94
y	Mx+	0.193	2.50	635.28
y	Mx-	0.193	2.50	635.28

4.5.6 Cálculo de la fuerza diseño

Con respecto a los valores obtenidos en la Tabla 23, la cortante basal dinámica es menor a la estática, por lo cual se debe escalar el valor estático en 90% como cortante de diseño, por ser una estructura irregular para cada dirección de análisis, Tabla 24 muestra los valores de escalamiento para la cortante de diseño.

Tabla 24. Valores de escalamiento de fuerza cortante

Sentido	Excentricidad	V Estática (Tn)	V Dinámica (Tn)	V diseño (Tn)	Factor
x	My+	523.94	398.08	471.55	1.18
x	My-	523.94	402.34	471.55	1.17
y	Mx+	635.28	406.02	571.75	1.41
y	Mx-	635.28	456.13	571.75	1.25

4.6 Control de derivas de entrepiso

El cálculo de desplazamiento se realizó en la Tabla 25, donde el cálculo ordinario de dichos desplazamientos requiere la matriz de rigidez lateral, por simplificación de cálculos matriciales se usa el programa. Se realizó el control de deriva inelástica menor al 0.007 (7.0 %) para el eje XX e YY.

Tabla 25. Resultados control de deriva en XX e YY

Nivel	Dirección	Caso de Carga	Derivas Elástica	Derivas Inelástica	Derivas Inelástica (%o)
Piso 1	X	SismoXX MY+	0.000422	0.001829	1.8
Piso 1	X	SismoXX MY-	0.000401	0.001738	1.7
Piso 1	Y	SismoYY MX+	0.000087	0.000377	0.4
Piso 1	Y	SismoYY MX-	0.000089	0.000386	0.4
Piso 2	X	SismoXX MY+	0.000829	0.003594	3.6
Piso 2	X	SismoXX MY-	0.000776	0.003364	3.4
Piso 2	Y	SismoYY MX+	0.000153	0.000663	0.7
Piso 2	Y	SismoYY MX-	0.000156	0.000676	0.7
Piso 3	X	SismoXX MY+	0.001026	0.004448	4.4
Piso 3	X	SismoXX MY-	0.000959	0.004157	4.2
Piso 3	Y	SismoYY MX+	0.000191	0.000828	0.8
Piso 3	Y	SismoYY MX-	0.000197	0.000854	0.9
Piso 4	X	SismoXX MY+	0.001106	0.004795	4.8
Piso 4	X	SismoXX MY-	0.001031	0.004469	4.5
Piso 4	Y	SismoYY MX+	0.000213	0.000923	0.9
Piso 4	Y	SismoYY MX-	0.000221	0.000958	1.0
Piso 5	Y	SismoYY MX+	0.000219	0.000949	0.9
Piso 5	Y	SismoYY MX-	0.000229	0.000993	1.0
Piso 5	X	SismoXX MY+	0.001102	0.004777	4.8
Piso 5	X	SismoXX MY-	0.001024	0.004439	4.4
Piso 6	Y	SismoYY MX+	0.000213	0.000923	0.9
Piso 6	Y	SismoYY MX-	0.000223	0.000967	1.0
Piso 6	X	SismoXX MY+	0.001039	0.004504	4.5
Piso 6	X	SismoXX MY-	0.000963	0.004175	4.2
Piso 7	Y	SismoYY MX+	0.000203	0.000880	0.9
Piso 7	Y	SismoYY MX-	0.000212	0.000919	0.9
Piso 7	X	SismoXX MY+	0.000966	0.004188	4.2
Piso 7	X	SismoXX MY-	0.000912	0.003954	4.0

Determinamos que la deriva inelástica no es superada en alguno de los pisos, inclusive es menor en la dirección YY por la presencia de grandes longitudes de placa. En la dirección XX la deriva de piso no llega al límite, pero se llega a apreciar que la deriva máxima se registra entre el piso 4 y 5, esto se debe a que el sistema de muros estructurales es menor en comparación a XX, además es soportado por las columnas de la estructura sin cambiar el sistema estructural de la estructura.

4.7 Desplazamientos máximos y juntas sísmicas

El desplazamiento lateral se determinó en base a los desplazamientos elásticos máximos, en base a la norma E.030. donde para estructuras irregulares los desplazamientos se multiplican por el 0.85 Rf. La mayor deformación en la edificación se dará en el sentido para sismo en X, para ello en la Tabla 26 se determinó el desplazamiento de cada entrepiso y acumulado hasta el último nivel.

Tabla 26. Desplazamiento en dirección XX

Nivel	Tipo de carga	Desplazamiento (m)	Acumulado (cm)
Piso 1	SismoXX MY+	0.515	0.515
Piso 2	SismoXX MY+	0.914	1.429
Piso 3	SismoXX MY+	1.640	2.553
Piso 4	SismoXX MY+	2.120	3.759
Piso 5	SismoXX MY+	2.834	4.953
Piso 6	SismoXX MY+	3.239	6.073
Piso 7	SismoXX MY+	3.891	7.130
Piso 1	SismoXX MY-	0.513	0.513
Piso 2	SismoXX MY-	0.911	1.423
Piso 3	SismoXX MY-	1.634	2.545
Piso 4	SismoXX MY-	2.114	3.748
Piso 5	SismoXX MY-	2.826	4.940
Piso 6	SismoXX MY-	3.231	6.057
Piso 7	SismoXX MY-	3.863	7.094

La junta sísmica será definida mediante el cálculo de la separación mínima entre edificaciones adyacentes "S". La norma E.030 determina que la distancia mínima de separación de $0.006h$, h como altura de nivel de máximo de evaluación en la edificación

$$S = 0.006h = 0.006 * 19.2 = 11.52 \text{ cm} \approx 12 \text{ cm}$$

La distancia de junta sísmica, debe ser no menor que $2/3$ del máximo desplazamiento por entrepiso de la edificación.

$$S = \frac{2}{3} * 7.13 = 4.75 \text{ cm} \approx 5 \text{ cm}$$

En conclusiones, la junta sísmica para la edificación será el máximo valor calculado para "S" de 12 cm con respecto al límite de propiedad para la dirección de análisis XX.

CAPÍTULO 5: DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

5.1 Diseño de losas aligeradas

Las losas aligeradas son elementos conformados por viguetas espaciadas a una distancia constante, que en suma permiten configurar una losa. Esta conformación permitirá la distribución uniforme de esfuerzos hacia elementos de soporte como vigas, columnas y placas. Las viguetas que conforman la losa aligerada proporcionan una considerable resistencia para cargas de gravedad, aligeran el peso de la edificación y reducen costos en comparación a sistemas convencionales de losas.

5.1.1 Análisis estructural

Las losas, conformadas por estructuras de concreto armado convencionales, no reciben altas concentraciones de esfuerzo por sismo; por ello, la combinación de carga de condición última por diseño será según la norma E.060 (2009) de $1.4CM+1.7CV$. Para el análisis, se evaluará el diseño de una vigueta por medio de la carga crítica que pueda recibir por carga puntual y carga por distribución lineal.

5.1.2 Diseño por flexión

Para el diseño, se realizará por resistencia por medio de evaluar la resistencia de diseño con la resistencia nominal instalada. La distribución de esfuerzo en la sección transversal será por el método simplificado de diagrama de Whitney, Figura 13.

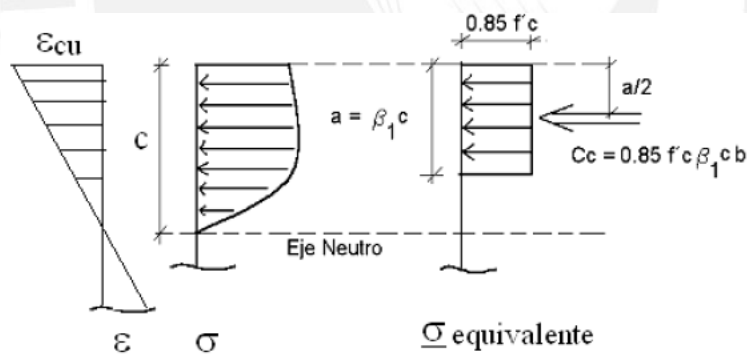


Figura 13. Diagrama de Whitney (Ottazzi, 2018)

Se asume un bloque de compresiones en la sección rectangular de la vigueta. Para efecto de flexión en dirección negativa se esperará que el bloque de compresiones se mantenga en la “T” de la vigueta de 5 cm. en caso contrario se procederá a evaluar una redistribución de esfuerzo en el alma de la vigueta.

Mediante el uso de ecuaciones de leyes constitutivas de los materiales que componen el concreto y refuerzo según la norma E.060 (2009). Se establece relación entre la distancia del eje neutro al bloque de presiones y el acero de refuerzo necesario para cumplir con los parámetros mencionados anteriormente, especialmente para esfuerzo de compresión en el ala de la vigueta.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'c b}}, As = \frac{Mu}{\phi x Fyx (d - \frac{a}{2})}$$

Donde:

As = Acero de refuerzo (cm²)

Mu = Momento ultimo de carga en el apoyo

b= Ancho de la sección

f'c= Resistencia del concreto (kg/cm²)

Fy = Resistencia de fluencia del acero (kg/cm²)

d= Peralte Efectivo

a = Longitud transversal para el bloque de presiones

Para determinar el acero mínimo y máximo en la vigueta., según la norma E.060 (2009). El acero mínimo será el necesario para que la resistencia sea de 1.2 el agrietamiento de la sección bruta y para el acero máximo la cuantía debe ser el 75% del refuerzo necesario para la falla balanceada en la sección, con el fin de proveer suficiente fluencia y esperar una falla dúctil. A continuación, en la Figura 14 se esquematiza los diagramas de esfuerzo en cada caso de análisis.

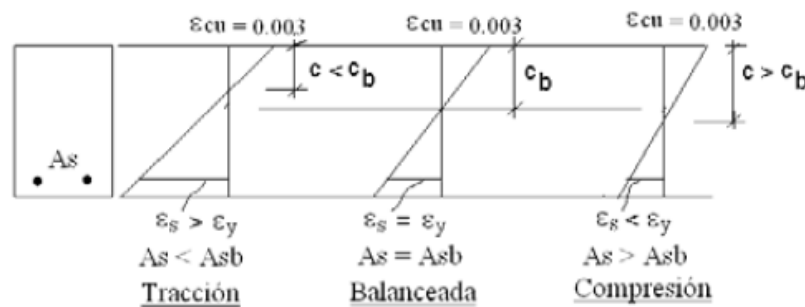


Figura 14. Diagrama de distribución de bloque de compresiones (Ottazzi, 2018)

5.1.3 Diseño por corte

En losas aligeradas, el cortante por cargas amplificadas es resistido por el área del alma de la vigueta, según la norma E.060 (2009) debe cumplir el diseño por resistencia de $Vu < Vc$, Vu es la cortante a d de la cara del apoyo.

$$Vc = 0.85x1.1x\sqrt{f'c} bw d$$

En el caso de no cumplir con la condición de diseño, se deberá aplicar sobre anchos. Los cuales podrán ser alternados o completos dependiendo de la carga de servicio. El procedimiento consiste en aumentar el área de resistencia, es decir el alma de la vigueta.

5.1.4 Refuerzo por retracción y temperatura

De acuerdo a la norma E.060 (2009) artículo 9.7, las losas deben proporcionar refuerzo perpendicular para resistir efecto de la retracción y cambios de temperatura cuando presentan efecto de flexión a lo largo de una dirección de análisis, Tabla 27.

Tabla 27. Cuantía mínima de refuerzo para contracción y temperatura (Recuperado norma E.060, 2009)

Tipo de barra	Cuantía (%)
Barra lisa	0.25
Barra corrugada de $F_u < 4200 \text{ kg/cm}^2$	0.2
Barra corrugada de $F_u > 4200 \text{ kg/cm}^2$	0.18

5.1.5 Control de deflexiones

El cálculo de la deflexión se realizará por medio del análisis de las deflexiones inmediatas y las diferidas, según la Tabla 28. La primera se genera debido a la aplicación de la carga en servicio, la segunda se origina en el tiempo producto del flujo plástico del concreto y de la retracción de los elementos en flexión.

Tabla 28. Peralte mínimo para el control de deflexiones (E.060, 2009)

	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Deflexiones Inmediatas

Para determinar las deflexiones inmediatas se analizará la condición de carga de servicio en la resistencia del elemento de concreto para una sección agrietada sin barra de refuerzo. La resistencia de la flexión se supondrá que es constante en toda la sección y se emplea una inercia efectiva de acuerdo al artículo 9.624 de la norma, Figura 15.

Para el caso de extremos continuos

$$I_{\text{efectivo}} = \frac{Ie1 + Ie2 + 2xIe3}{4}$$

Para el caso de continuos en un extremo.

$$I_{\text{efectivo}} = \frac{Ie1 + 2xIe2}{3}$$

Para elementos simplemente apoyados será la inercia de la sección bruta central.

$$Ie = \frac{b c^3}{3} + n A_s (d - c)^2 + 2(n - 1)x A_s' (c - d')^2$$

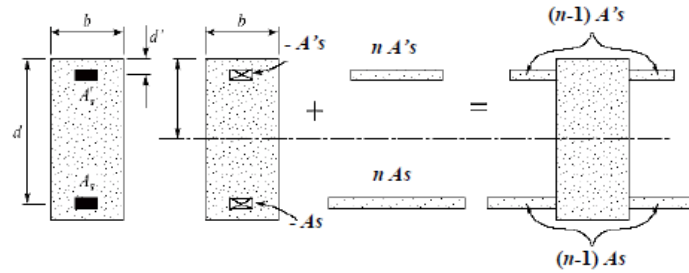


Figura 15. Esquema de refuerzo en zona positiva y negativa (Ottazzi, 2018)

Deflexión Diferida

Para obtener los valores de deflexión diferida se debe multiplicar las deflexiones inmediatas por un factor indicado en el artículo 9.6.2.5 de la norma E.060 (2009), Figura 16.

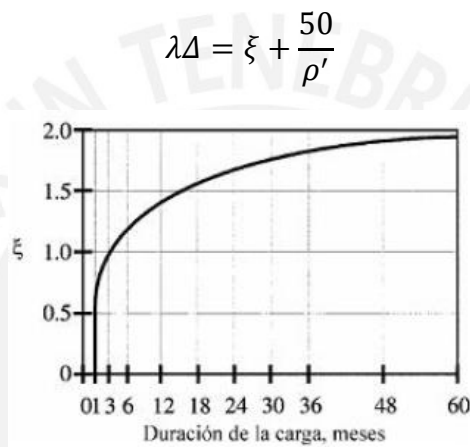


Figura 16. Factor dependiente del tiempo de cargas sostenidas (E.060, 2009).

5.1.6 Control de fisuración

Los elementos de concreto que trabajan por efectos de flexión presentarán grietas que no son evitables; sin embargo, esto no debe afectar la integridad y funcionamiento de la edificación, por ello será necesario determinar parámetros que estimen los límites permisibles del efecto.

El parámetro Z determinado en el artículo 9.9 de la norma, nos da una idea simplificada para estimar el comportamiento de la sección de concreto frente al agrietamiento.

$$Z = fs * \sqrt[3]{dc Act}$$

$$fs = \frac{Ms}{0.9dAs}$$

$$Act = \frac{2ycb}{N^{\circ}barras}$$

F_s = esfuerzo del acero

M_s = momento flector de servicio

dc = espesor de recubrimiento

Act = área efectiva

Y_s = centroide de sección bruta

5.1.7 Corte de Varillas de refuerzo

El refuerzo por flexión, producto de los momentos positivos y negativos, varía a lo largo de la vigueta, así como la distribución de acero de refuerzo. Por ello, se realiza el corte de acero a una distancia en base a recomendaciones de la norma E.060 y el corte teórico de refuerzo requerido. Según la norma, la distancia debe extenderse para momento positivo a “d” o “12db”, para el caso de momento negativo debe extenderse a una distancia del punto de inflexión a “d”, “12db” o “ $l_n/16$ ”.

Como alternativa, se podrá realizar el corte de acero de acuerdo la Figura 17 en base a la luz libre de la vigueta.

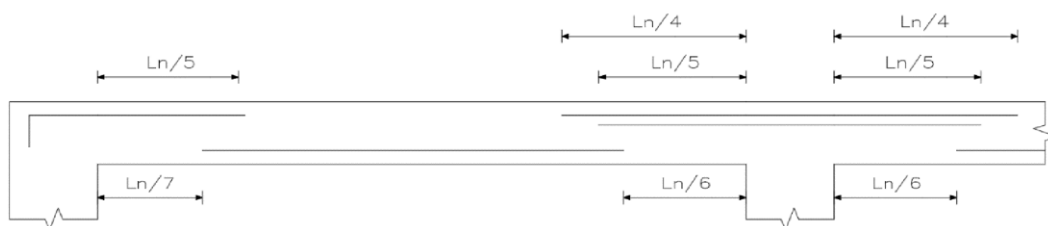


Figura 17. Corte de acero recomendado por la norma E.060 (2009)

5.1.8 Ejemplo de diseño de vigueta de losa aligerada

Para el diseño, determinaremos una vigueta que se encuentre en condición crítica de diseño, en otras palabras, la más cargada para la combinación de carga de carga muerta y viva.

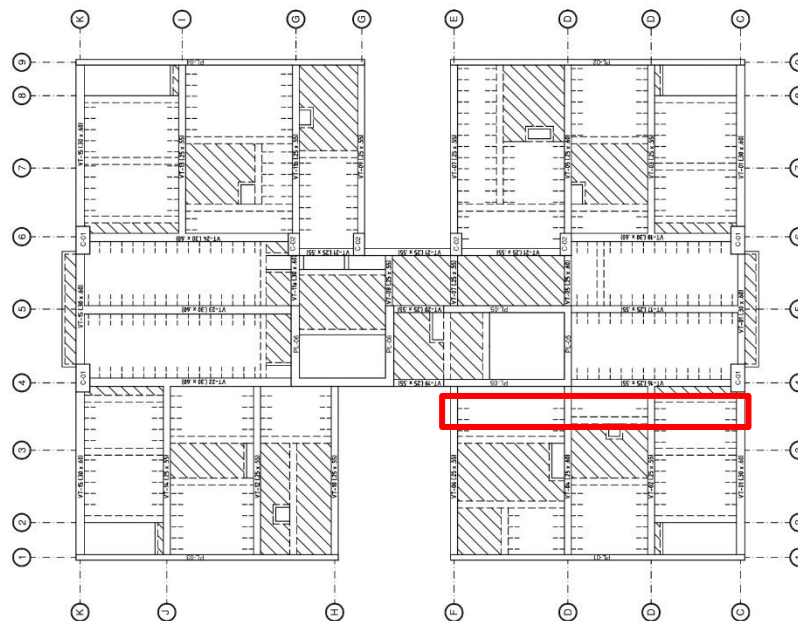


Figura 18. Ubicación de vigueta de diseño

La vigueta de análisis se encuentra comprendida en los ejes C-F / 2 – 4 de la planta típica de encofrados de la edificación, como se muestra en la Figura 18.

Metrado de cargas

Para el diseño de losas aligeradas se planteó el uso de una vigueta tipo “T” convencional de 20cm., es decir 15cm. de alma y espesor de 5cm. de cabezal. Luego se realizó el diseño por resistencia de la vigueta sometida a esfuerzo de carga última. Se utilizaron los factores de amplificación de la norma E.060 (2009) para las cargas muerta y viva.

La vigueta tiene tabiquería en dirección perpendicular del armado; por ello, se considerará como carga puntual el peso de la tabiquería en el ancho efectivo de la vigueta, Figura 19.

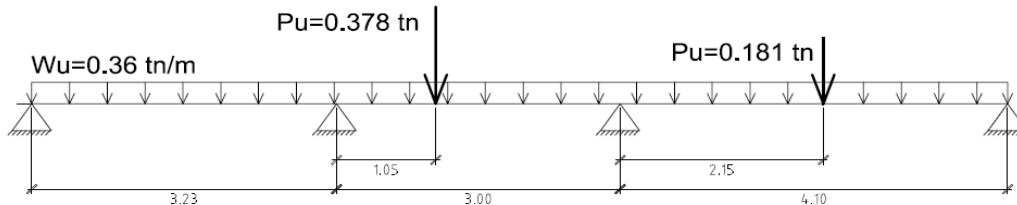


Figura 19. Esquema cargas en servicio

La vigueta se modeló como simplemente apoyada en las vigas que contendrán al elemento, la vigueta soporta cargas puntuales provenientes de un tabique de $h=2.5\text{m}$ y un alfeizar de 1.2m .

En la Tabla 29, se realizó el cálculo el metrado, en base a los respectivos pesos por unidad:

- Peso unitario aligerado convencional ($h=0.2\text{m}$): 0.3 tn/m^2
- Peso unitario piso terminado: 0.1 tn/m^2
- Peso unitario carga viva: 0.2 tn/m^2
- Peso unitario tabiquería: 1.8 tn/m^3
- Peso unitario concreto: 2.4 tn/m^3

Tabla 29. Metrado de cargas de servicio y última

Metrado de la sección sin tabique		Metrado de tabique	
CM (tn/m)	0.16	Alfeizar (tn)	0.13
CV (tn/m)	0.08	Tabique (tn)	0.27
WS (tn/m)	0.24	PU alfeizar (tn)	0.181
WU (tn/m)	0.36	PU tabique (tn)	0.378

Cabe mencionar que para las condiciones de borde en los extremos de los aligerados se considera un momento de empotramiento de $1/24\text{ ln}$ (luz libre). Esto se debe a que existe un monolitismo al momento del vaciado de losa aligerada.

Diseño por flexión

Se determinó el diagrama de momento flector, Figura 20, en base al metrado de cargas donde se procedió a determinar el diseño por flexión del elemento.

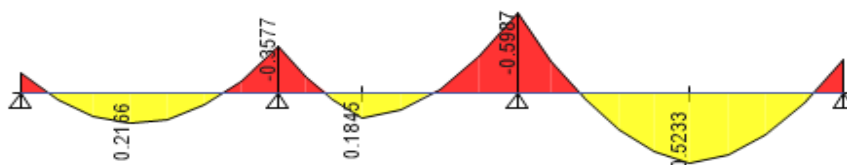


Figura 20. Esquema de diagrama de momento flector

Además, se realizará el cálculo de refuerzo mínimo y máximo de la sección de análisis y momento último para valores negativos y positivos, en la Tabla 30 y Tabla 31.

Tabla 30. Diseño por resistencia de la losa aligerada para momentos positivos

Mu- (ton*m)	d (cm)	Cb (cm)	Ib (cm ⁴)	Mcr (ton*m)	Asmin (cm ²)	cb (cm)	Asb (cm ²)	As max (cm ²)	a (cm)	As (cm ²)	As instalado (cm ²)	φ*Mn instalado (ton*m)
0.2166	17	6.79	11801	0.26	0.49	10	9.99	7.49	0.2	0.34	0.71	0.45
0.523	17	6.79	11801	0.26	0.49	10	9.99	7.49	0.49	0.83	1.42	0.89

Tabla 31. Diseño por resistencia de la losa aligerada para momentos negativos

Mu- (ton*m)	d (cm)	Cb (cm)	Ib (cm ⁴)	Mcr (ton*m)	Asmin (cm ²)	cb (cm)	Asb (cm ²)	As max (cm ²)	a (cm)	As (cm ²)	As instalado (cm ²)	φ*Mn instalado (ton*m)
0.599	17	6.79	11801	0.5	1	10	3.61	2.71	2.35	1	1.29	0.75
0.357	17	6.79	11801	0.5	1	10	3.61	2.71	1.45	0.61	1.29	0.75

Luego del cálculo del acero requerido se procede a determinar la distribución de acero a lo largo de la vigueta, Tabla 32.

Tabla 32. Resumen de distribución de acero

Tramo	As requerido (cm ²)	As instalado (cm ²)	Distribución de varillas de acero
1	0.34	0.71	φ3/8
	0.61	1.29	φ1/2
2	0.61	1.29	φ1/2
	0.29	0.71	φ3/8
	1	1.29	φ1/2
3	1	1.29	φ1/2
	0.85	1.42	2 φ3/8

Diseño de la cortante

La cortante máxima se determinó a partir del diagrama de cortante, Figura 21, a “d” a la cara del apoyo de la vigueta. Y se evaluó si cumplía con el diseño por resistencia. $V_u < \phi V_c$

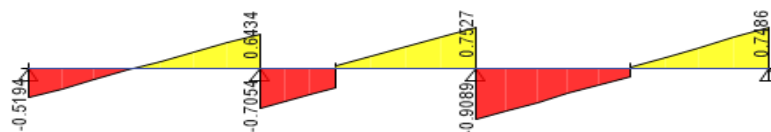


Figura 21. Esquema de diagrama de fuerza cortante

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 17 \times 10 \times 1.1 = 1.22 \text{ tn}$$

$$V_u \text{ max} = 0.91 < 1.22 \text{ tn, cumple con la condición.}$$

Refuerzo de retracción y temperatura

Para un acero de refuerzo de $F_y' = 4200 \text{ kg/cm}^2$ se utiliza una cuantía mínima de 0.0018, por ello la cuantía mínima sería de $0.90 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Ahora se utilizará varillas de $\phi 1/4$

$$A_s \text{ min} = 0.0018 \times 100 \times 5 = 0.90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S_{max} = \frac{0.32}{0.9} = 0.36, \text{ entonces el } S \text{ ser\'a de } 0.25 \text{ m}$$

Control de deflexiones

Determinaremos la inercia efectiva para el tramo con mayor refuerzo necesario de dise\~no.

$$n = \frac{2 \times 10^6}{15000 \times \sqrt{210}} = 9.2$$

Tabla 33. An\'alisis de la deflexi3n en la vigueta de la losa aligerada

Tramo	L (cm)	bw	As (cm ²)	As' (cm ²)	c (cm)	Ii (cm ⁴)	Ief (cm ⁴)	Δ deflexi3n inmediata	Ii/Ief	p'	$\lambda\Delta$	Δ deflexi3n diferida	Δ deflexi3n permisible
Izquierdo	323	10	0.71	1.29	4.11	1711	1346	0.090	1.3	0.0036	2	0.23	0.67
Central	300	10	0.71	1.29	4.11	1893	1344	0.122	1.4	0.0036	2	0.34	0.63
Derecho	410	10	1.42	1.29	5.49	2428	2421	0.292	1.2	0.0071	2	0.71	0.85

Seg\~un los resultados de la Tabla 33, no ser\'a necesario considerar contra flecha.

Control de fisuraci3n

Para el control de fisuraci3n se presenta el diagrama de momento, Figura 22, en condici3n de servicio.

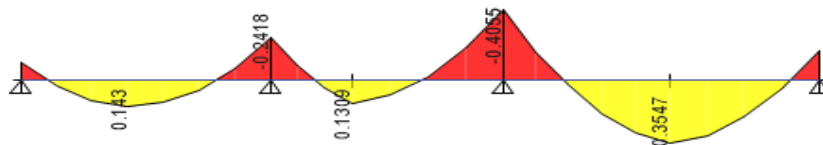


Figura 22. Diagrama de momento flector de servicio

Determinaremos que las cargas no producir\'an fisuras excesivas en la viga al calcular el par\'ametro Z, en la Tabla 34.

Tabla 34. An\'alisis del control de fisuraci3n de la vigueta en la losa aligerada

Momento +/-	Vigueta						
	Tramo 1		Tramo 2			Tramo 3	
	Ms+	Ms-	Ms-	Ms+	Ms-	Ms-	Ms+
b (m)	0.4	0.1	0.1	0.4	0.1	0.1	0.4
h (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
d (cm)	17	17	17	17	17	17	17
As (cm²)	0.71	1.29	1.29	0.71	1.29	1.29	1.42
Ms(tn-m)	0.143	0.242	0.242	0.131	0.406	0.406	0.355
Ys (cm)	3	3	3	3	3	3	3
Fs (kg/cm²)	1.08	1.19	1.19	1.31	1.95	1.95	1.47
Act (cm²)	120	30	30	120	30	30	120
dc (cm)	3	3	3	3	3	3	3
Z (kg/cm²)	7655	5329	5329	9338	8746	8746	10478
%Z	29.4%	20.5%	20.5%	35.9%	33.6%	33.6%	40.3%

En conclusión, la mayoría de secciones de la vigueta no presenta un agrietamiento excesivo por parte del parámetro Z. En la Figura 23, se muestra el esquema de distribución de acero de refuerzo en la losa aligerada y sección típica.

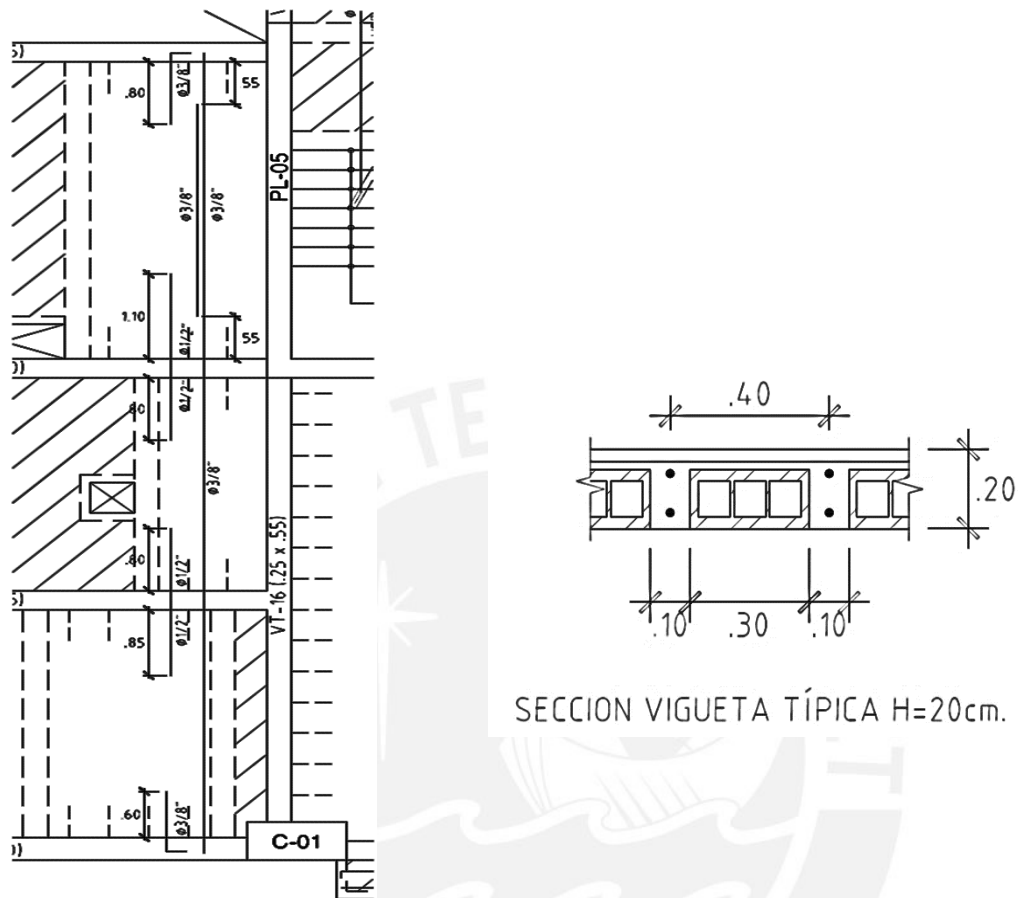


Figura 23. Distribución de acero y esquema de losa aligerada

5.2 Diseño de losa maciza

Son un tipo de losas que pueden ser armadas en una o dos direcciones, respecto a la disposición geométrica que las contenga. Es recomendable el uso de losas macizas para paño mayores a 6 metros o para un área de concentración de esfuerzo, como ducto de ascensor y escalera, y para áreas de forma irregular que requieran una losa.

5.2.1 Análisis estructural

Para el análisis de losa la norma E.060 (2009) nos permite un análisis directo de los esfuerzos que pueden llegar a presentarse en las losas; por ello, se modelará los paños de losa maciza en ETABS por medio de una discretización de áreas, Figura 24. Se determinará los esfuerzos máximos concretados máximo en cada dirección de análisis, tanto XX e YY. Además, se considerarán las condiciones de contorno para cada paño, en el caso de placas y vigas, apoyo empotrado y apoyo simple respectivamente.

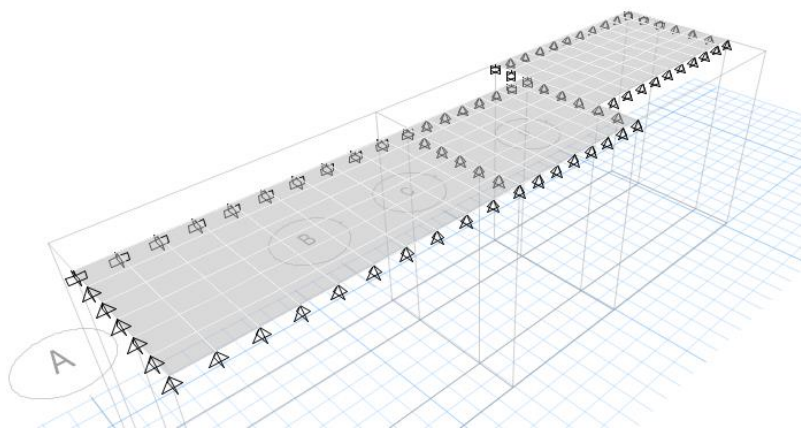


Figura 24. Esquema de losa maciza con auto mesh

La combinación de carga que se emplea para el análisis es de 1.4CM + 1.7CV, la combinación más crítica para el caso de losas y techos, la cual será repartida por metro cuadrado y los resultados obtenidos serán por metro de ancho tanto para esfuerzo de flexión y cortante.

5.2.2 Diseño por flexión

Se considerará la losa armada para una dirección para establecer la cuantía necesaria para la dirección de análisis de mayor carga. Por ello, se utilizará la tabla de cuantía 10.2 para resistencia del concreto de $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ del libro de apuntes de concreto armado (Ottazzi, 2018). Para ello determinaremos el valor de K_u con la carga última de flexión (M_u) y área transversal (bxd) y se interpolará el valor buscado.

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2}, A_s = \rho bxd, S = \frac{Ab}{A_s}$$

Consideramos, el acero mínimo para una cuantía de 0.0018, por límite de contracción y cambios de temperatura, según la norma E.060.

$$A_{smin} = 0.0018xbxh$$

El acero máximo será determinado por el 75% del acero de refuerzo balanceado en la sección transversal de análisis. Según el artículo 10.3.4 de la norma.

5.2.3 Diseño por corte

En losas macizas, la resistencia a la carga de corte será por medio del área transversal de concreto, según la norma E.060 debe cumplir el diseño por resistencia de $V_u < V_c$, donde V_u es la cortante a d de la cara del apoyo.

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

Corte de varillas de refuerzo

El criterio para determinar el punto teórico y punto de corte de refuerzo será el mismo aplicado en losas aligeradas

5.2.4 Ejemplo de diseño para losa maciza

Se utilizó de ejemplo una losa que permita conocer los momentos máximos de empotramiento y longitud de desarrollo para las barras. La losa ubica entre los ejes D-I / 4-6

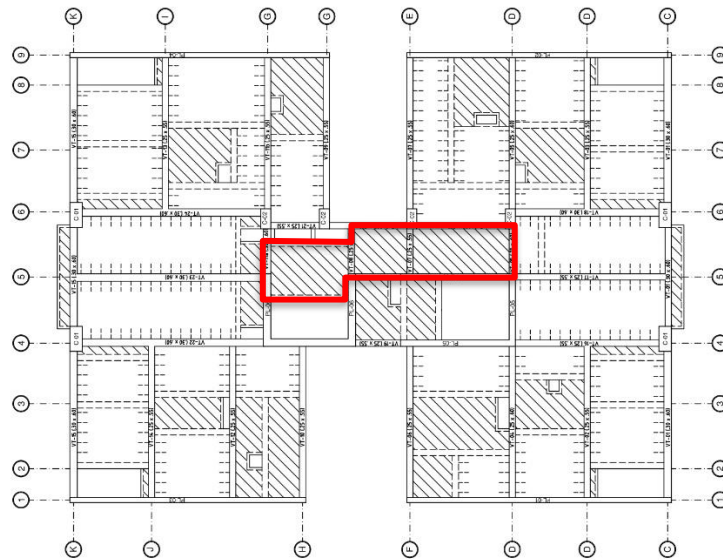


Figura 25. Esquema análisis de losa maciza

La losa de análisis se encuentra comprendida en el área común de acceso, entre los ejes 4-6/D-H de la planta típica de encofrados de la edificación, Figura 25.

Metrado de cargas

En el análisis, se evalúa las cargas que estarán presentes en las áreas de corredor y área común. Las restricciones de contorno en la losa maciza son apoyo simple y empotrado, porque el elemento cumple como conexión entre núcleo rígido y placas. Se utilizaron los factores de amplificación de la norma E.060 (2009) para las cargas muerta y viva.

- Peso unitario concreto: 2.4 tn/m³
- Peso unitario piso terminado: 0.1 tn/m²
- Peso unitario carga viva: 0.2 tn/m²
- Peso unitario tabiquería: 1.8 tn/m³

Tabla 35. Cuadro resumen de áreas en losas macizas

Metrado de Losa maciza por metro lineal	
CM (tn/m)	0.58
CV (tn/m)	0.2
CM (tn/m) - tabiquería	0.41
WS (tn/m)	1.19
WU (tn/m)	1.726

La losa soporta cargas distribuida de tabiquería para la división del montaje de instalaciones eléctricas y mecánicas que están presentes en el área común; por ello, en la Tabla 35 se analizó el peso de la tabiquería total por área de metro lineal.

Diseño por flexión

Como podemos apreciar en la distribución de fuerzas internas de corte, Figura 26, y momento flector en la losa maciza, Figura 27, los primeros paños reciben mayor esfuerzo en los contornos de las placas, por ello podríamos asumir, para el diseño, losas en una dirección de 2 paños. Sin embargo, para el tercer paño la losa presenta mayor esfuerzo en las zonas de las placas, por ello se asumirá, para el diseño, losa en una dirección de un paño.

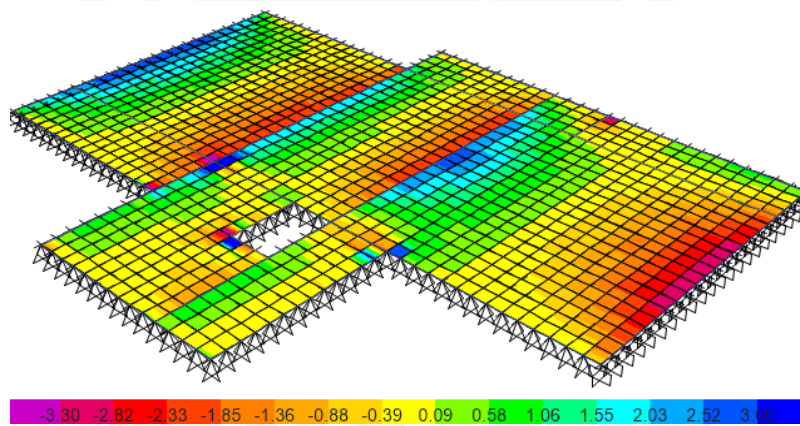


Figura 26. Diagrama de fuerza cortante para losa maciza con auto mesh

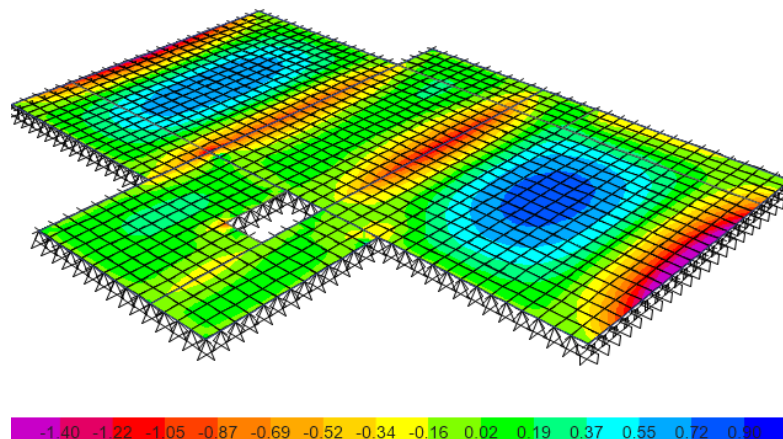


Figura 27. Diagrama de momento flector para losa maciza con auto mesh

La losa del corredor del edificio de dimensiones 2.9x3.7 m., del cual se presentarán los diagramas de fuerzas internas, Figura 28 y Figura 29 para determinar las fuerzas actuantes.

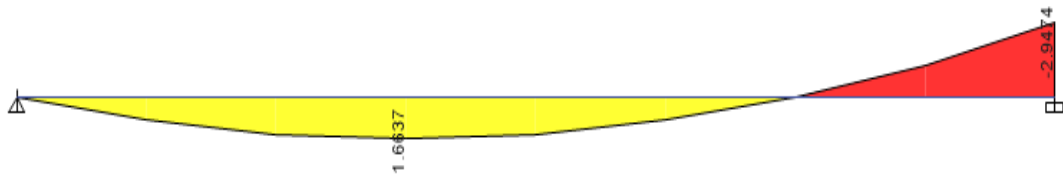


Figura 28. Diagrama de momentos flector de la losa maciza dirección XX.

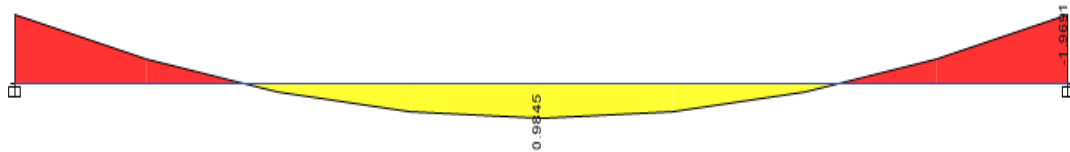


Figura 29. Diagrama de momentos flector de la losa maciza dirección YY.

Se diseñó la losa maciza por medio de la resistencia de los materiales se realizará por medio de la tabla de cuantía del libro de Apuntes de Concreto Armado I (Ottazzi, 2018). Se obtiene los momentos a la cara de la viga que sostiene a la losa en la Tabla 36.

Tabla 36. Diseño por flexión para cada dirección de análisis

	Dirección XX-	Dirección XX+	Dirección YY-	Dirección YY+
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	20	20	20	20
d (cm)	17	17	17	17
Mu (tn-m)	2.20	1.5	1.98	0.98
Ku (und)	7.61	5.19	6.85	3.39
ρ (%)	0.21	0.14	0.19	0.09
As (cm ²)	3.49	2.38	3.15	1.54
As min (cm ²)	3.6	2.4	3.6	2.4

En conclusión, se estableció un acotado de acero de:

$$A_{smin\ positivo} = 0.0018x dx B = 0.0018x100x20 = 3.6cm^2/m$$

$$A_{smin\ negativo} = 0.0012x dx B = 0.0012x100x20 = 2.4cm^2/m$$

$$s = 3/8" @ 0.20m\ refuerzo,\ positivo\ y\ negativo$$

$$s = 3/8" @ 0.30m\ Superior\ e\ Inferior,\ Conexión@ 0.30m.$$

Diseño de la cortante

Para las cortantes del diagrama de corte se determinó la cortante máxima a “d” a la cara del apoyo de la vigueta. Y se terminó si cumplía con el diseño por resistencia. $V_u < V_c$

$$V_c = 0.53x0.85x\sqrt{210}x17x100 = 11.1\ tn$$

$$V_u\ max = 3.46\ tn < V_c\ tn,\ cumple\ con\ la\ condición.$$

En la Figura 30, se muestra el esquema de distribución de acero de refuerzo y esquema de armado de la losa de corredor.

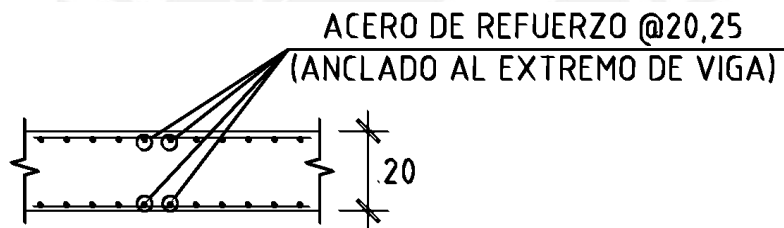
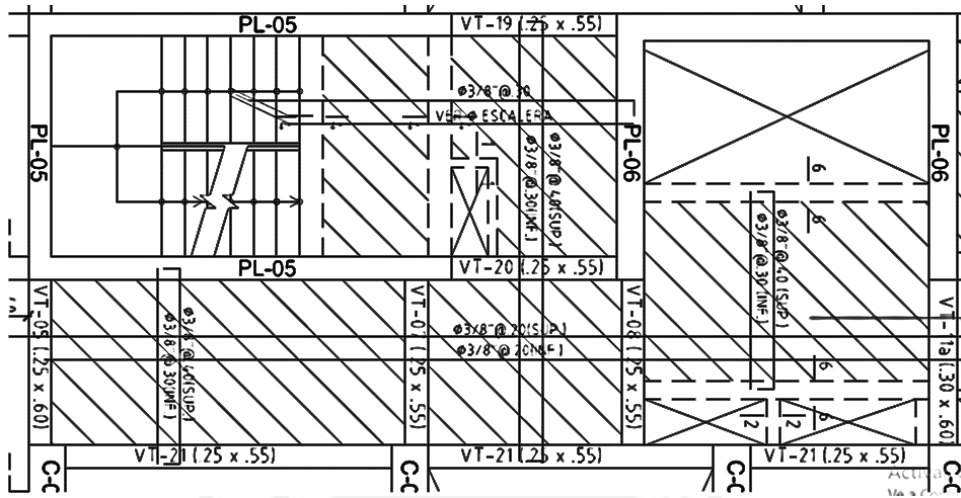


Figura 30. Distribución de acero y esquema en losa maciza

5.3 Diseño de vigas

5.3.1 Análisis estructural

Las vigas son elementos que componen el sistema estructural de la edificación, se encargan de resistir y transmitir las cargas y solicitudes que la estructura resistirá. Las cargas que soportan, especialmente, de gravedad y cargas de sismo. Así mismo, deben de ser diseñadas conforme a lo establecido por la norma E.060 (2009), para cada tipo de combinación de carga de servicio.

Para el análisis estructural, las vigas son diseñadas como parte de pórticos, donde se considera las condiciones de apoyo por el tipo de elemento que la contenga, como placas, columnas e incluido otras vigas, las que definirán la condición de apoyo de las vigas, simplemente apoyado y empotrado en uno o ambos extremos.

Una vez establecidas las combinaciones de carga, se realizará el análisis de la envolvente de carga, donde se busca determinar los valores máximo y mínimo de las fuerzas internas que interactúan en el elemento. Dicho análisis responde a evaluar los casos más críticos para los cuales la viga trabajará en flexión y cortante.

5.3.2 Diseño por flexión

El cálculo de diseño por flexión se calcula por resistencia de materiales instalados en el elemento, siguiendo las especificación y sugerencias la norma E.060 (2009), el elemento permanecerá en el rango elástico, deformaciones pequeñas, las secciones permanecen planas, sección axialmente indeformable, adherencia completa entre concreto y barras de refuerzo, Figura 31, esfuerzos del concreto y acero se pueden calcular por relaciones constitutivas, y se aceptan el agrietamiento pequeño para esfuerzos de tracción, porque se desprecia la resistencia del concreto a tracción. (recuperado de: Apuntes del curso de concreto armado, Ottazzi, 2018).

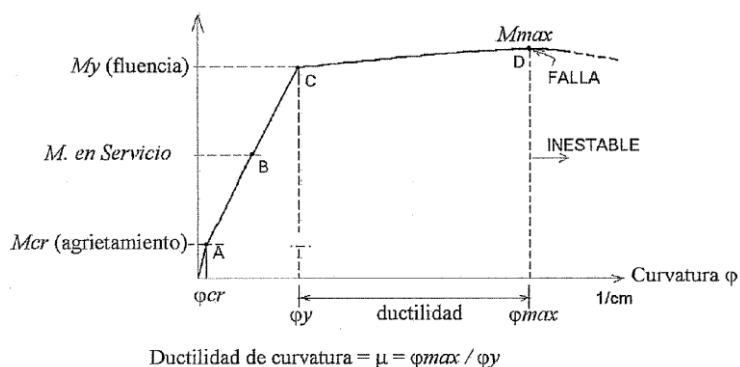


Figura 31. Diagrama idealizado para momento curvatura (Ottazzi, 2018)

Se seguirán las disposiciones del capítulo 5.1.1 Análisis estructural de losas aligeradas.

5.3.3 Diseño por corte

Seguirá las indicaciones de la norma E.060 (2009), donde debe analizarse la resistencia del concreto ante las cargas de últimas, evaluar la resistencia del refuerzo para que cumpla con el diseño.

$$Vu < \phi(Vc + Vs)$$

La resistencia del aporte del concreto será definida por las propiedades del material y geometría del mismo.

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

La resistencia de la sección de refuerzo será por las propiedades del material y el área de corte que aportará para el diseño.

$$Vs = \frac{Avfyd}{s}$$

El valor de Vs requerido no será mayor a $2.1\sqrt{f'c} bw d$ definido por el artículo 11.5.7.9 de la norma.

Así mismo, el espaciamiento se terminará por el análisis de resistencia de la sección ante cargas últimas de gravedad y sismo.

$$s = \frac{Avfyd}{Vs}$$

Las recomendaciones de confinamiento y amplificación de carga de diseño cercanas a la cara de los nudos de las vigas, será establecida por el capítulo 21 para sistemas estructurales de placas.

La suma del cortante asociado con los momentos nominales en los extremos del elemento serán amplificados por un factor de sismo de 2.5

Se asegurará un confinamiento mínimo para vigas que resistan a sismo; así mismo se establecerá una longitud mínima de confinamiento como representa la Figura 32.

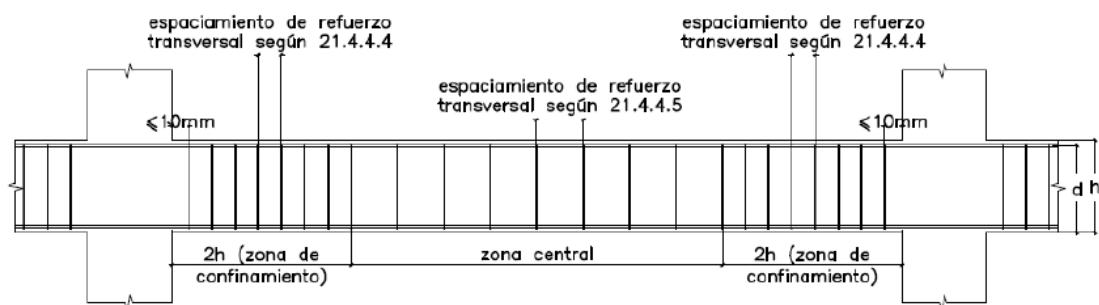


Figura 32. Espaciamiento de estribos para vigas resistentes a sismo (E.060, 2009).

Para la adecuada formación de rótulas plásticas en los extremos de vigas, se exige un confinamiento mínimo en un área transversal de longitud efectiva de desarrollo del refuerzo para un evento sísmico.

Espaciamiento mínimo de $d/4$, no menor a 15 cm, 24 veces el diámetro del estribo, 10 veces el diámetro de la varilla de refuerzo.

Longitud efectiva de confinamiento de $0.5d$ de longitud requerida para la cortante de diseño.

Para el valor de V_{max} que busca controlar el fisuramiento bajo condición de servicio. De no cumplir, se procederá a aumentar la sección de análisis. (Ottazzi, 2018)

$$V_{max} = 2.6\sqrt{f'c} bw d$$

5.3.4 Diseño por Capacidad

En el artículo 21.4.3 a y b, en la norma E.060 (2009) establece que el cortante último de diseño de vigas que forman pórticos resistentes a cargas laterales no deben exceder el valor mínimo de los valores del M_n asociado a los extremos del elemento y al cortante isostático de cargas de gravedad, Figura 33, y el cortante máximo resultante de las combinaciones de carga con el factor sísmico amplificado por 2.5.

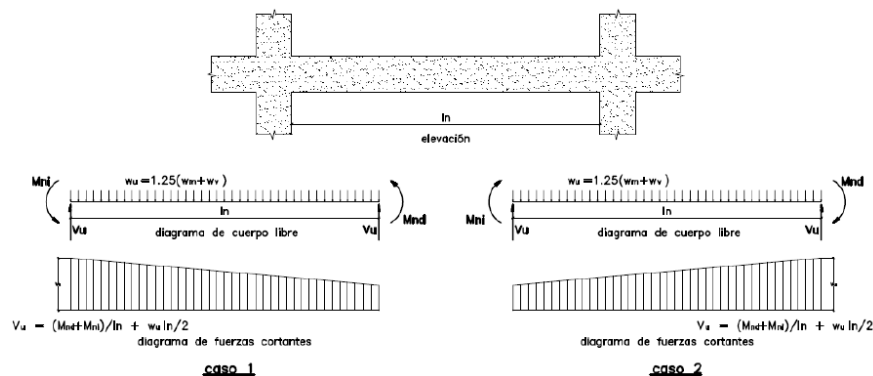


Figura 33. Fuerzas cortantes de diseño, E.060 (2009)

Para asegurar la formación de rotulas plásticas en los extremos de la viga, la norma E.060 (2009) exige que el confinamiento del acero longitudinal sea a dos veces el peralte de la viga. El espaciamiento dentro de la dicha zona debe ser el valor mínimo de:

- $d/4$, pero no menor a 15 cm.
- 10 veces el menor diámetro de la barra de refuerzo longitudinal.
- 24 veces el diámetro del estribo de confinamiento.

5.3.5 Límites máximos y mínimos para refuerzo de acero

$$A_{smin} = \frac{0.7\sqrt{f'c}bd}{f_y}$$

$$A_{smax} = 0.75 * A_s \text{ balanceado}$$

Para el capítulo 21 de la norma E.060 (2009), presenta recomendaciones para el diseño de elementos que resisten a cargas de sismo.

Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por dos barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor que A_{smin} .

No deberán hacerse empalmes traslapados dentro de una zona localizada a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del nudo.

5.3.6 Control de deflexiones

Se aplicará los criterios mencionados en el capítulo 5.1.5 Control de deflexiones de losa aligeradas en una dirección, para el análisis de la vigueta que conforman dicho sistema.

5.3.7 Control de fisuración

Se aplicará los criterios mencionados en el 5.1.6 Control de fisuración de losa aligeradas en una dirección, para el análisis de la vigueta que conforman dicho sistema.

5.3.8 Corte de varillas de refuerzo

En la norma E. 060 (2009), establece criterio para el corte de acero para los refuerzos en la sección de concreto, las cuales tiene el objetivo de asegurar el desarrollo de la resistencia suministrada por los bastones o barras de refuerzo.

Las disposiciones se resumen en las tablas de anclajes de 21-2 y 21-3 del libro Ottazzi (2018), además de un esquema general para establecer el punto de corte para los refuerzos superiores e inferiores para el elemento, Figura 34 y Figura 35.

Tabla 21-2 Longitudes de Anclaje en Tracción - Barras Inferiores - Norma E.060 2009

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

1) L_d Mínimo ≥ 0.30 m (longitud mínima de anclaje)

Barra	db (cm)	Ab (cm ²)	f'_c (kg/cm ²)				
			210	280	350	420	550
8 mm	0.80	0.50	28	24	22	20	17
3/8"	0.95	0.71	34	29	26	24	21
1/2"	1.27	1.29	45	39	35	32	28
5/8"	1.59	2.00	56	49	43	40	35
3/4"	1.91	2.84	67	58	52	48	42
7/8"	2.22	3.87	98	85	76	69	60
1"	2.54	5.10	112	97	86	79	69
1 3/8"	3.58	10.06	157	136	122	111	97

Figura 34. Longitud de anclaje de inferior (Ottazzi, 2018)

Tabla 21-3 Longitudes de Anclaje en Tracción - Barras Superiores - Norma E.060 2009

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

1) $L'd$ (barra superior) $\geq 1.3 L_d$ (barra inferior)

2) L_d Mínimo ≥ 0.30 m (longitud mínima de anclaje)

Barra	Db (cm)	Ab (cm ²)	f'_c (kg/cm ²)				
			210	280	350	420	550
8 mm	0.80	0.50	37	32	28	26	23
3/8"	0.95	0.71	44	38	34	31	27
1/2"	1.27	1.29	58	51	45	41	36
5/8"	1.59	2.00	73	63	57	52	45
3/4"	1.91	2.84	88	76	68	62	54
7/8"	2.22	3.87	127	110	98	90	78
1"	2.54	5.10	145	126	112	103	90
1 3/8"	3.58	10.06	204	177	158	145	126

Figura 35. Longitud de anclaje de superior (Ottazzi, 2018)

En el libro del ingeniero Ottazzi (2018), se esquematiza el acotado de zonas de anclaje para el corte de refuerzo de varilla, Figura 36.

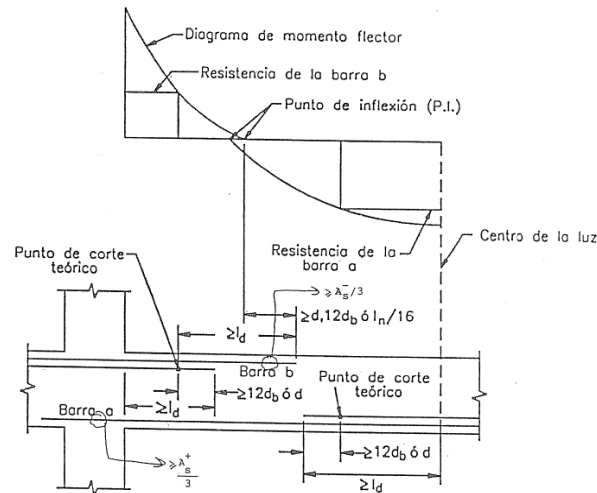


Figura 36. Acotado de zona de anclaje (Ottazzi, 2018)

5.3.9 Ejemplo de diseño de vigas

Diseño de viga VT-04 y VT-05

Las vigas serán modeladas por medio del programa computacional, con el fin de obtener las reacciones internas que condicionarán el diseño. Para el diseño se seleccionó vigas representativas en planta, para el diseño se usó la envolvente de carga de las combinaciones de carga de gravedad y sismo por la norma E.060 (2009).

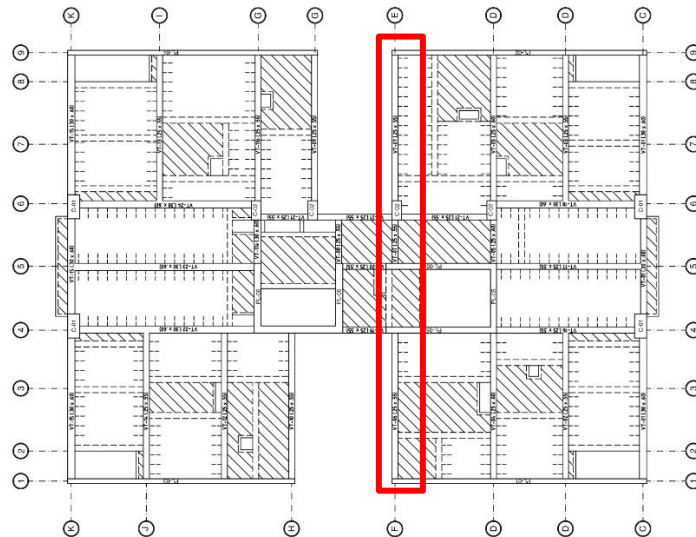


Figura 37. Viga VT-04 de 0.25x0.60 Eje 1-9/D-F

La viga de análisis se encuentra comprendida en los ejes 1-9/D-F de la planta típica de encofrados de la edificación, Figura 37.

Metrado de cargas

Para el diseño de viga se evidencia que resiste solicitaciones de sismo y cargas isostáticas, por encontrarse entre la placa de las escaleras. Para el metrado de cargas de gravedad, se analizará los elementos contenidos en el área tributaria del elemento, Figura 40.

Luego se realizó el diseño por resistencia de la viga sometida a esfuerzo de carga última y envolvente de cargas. Se utilizaron los factores de amplificación de la norma E.060 (2009) para las cargas muerta, viva y sismo.

Para el cálculo del metrado se considera los metrados que portara la viga como son las vigas chatas, aligerado y losas macizas por ello se empleó los siguientes pesos por unidad de área:

- Peso unitario aligerado convencional ($h=0.2m$): 0.3 tn/m^2
- Peso unitario piso terminado: 0.1 tn/m^2
- Peso unitario carga viva: 0.2 tn/m^2
- Peso unitario tabiquería: 1.8 tn/m^3
- Peso unitario concreto: 2.4 tn/m^3

Se analizará las vigas chatas que serán soportadas por la viga principal, por ello se realiza el metrado de cargas para calcular las reacciones en el elemento, Figura 38 y Figura 39.

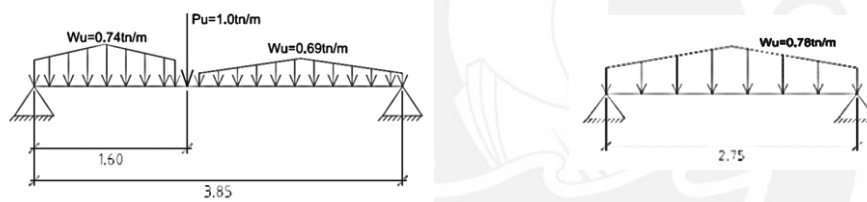


Figura 38. Esquema de cargas ultimas en vigas chatas para VT-04

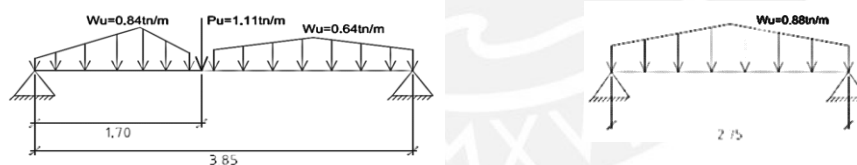


Figura 39. Esquema de cargas ultimas en vigas chatas para VT-05

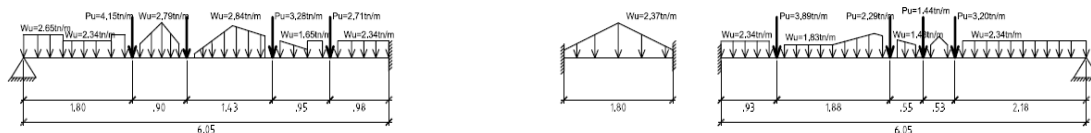


Figura 40. Esquema de cargas ultimas en viga VT-04-05

La viga recibe efectos de sismo; por ello será necesario establecer una envolvente de cargas para evaluar las máxima fuerzas actuantes en el elemento; por ello, se empleó el uso de programa Etabs, Figura 41.

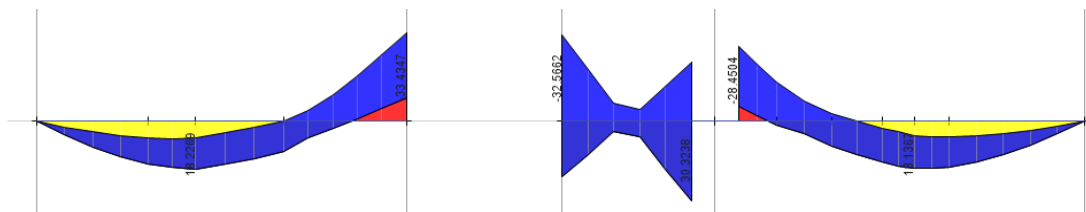


Figura 41. Diagrama de momento flector viga

Diseño por flexión

Con los momentos determinados el metrado de cargas se procederá a determinar el diseño por flexión del elemento, en la Tabla 37. Además, se realizará el cálculo de refuerzo mínimo y máximo de la sección de análisis.

Tabla 37. Diseño por resistencia de la losa maciza para momentos positivos y negativos

Mu (ton*m)	d (cm)	Asmin (cm ²)	Asb (cm ²)	Asmax (cm ²)	a (cm)	As (cm ²)	As instalado (cm ²)	Mn instalado (ton*m)
16.20	54	3.24	28.69	21.52	8.07	8.58	10.2	21.08
31.60	52	3.12	27.63	20.72	18.38	19.53	20.4	36.33
27.19	54	3.24	28.69	21.52	14.48	15.38	15.3	30.07
25.92	54	3.24	28.69	21.52	13.69	14.54	15.3	30.07
27.32	54	3.24	28.69	21.52	14.56	15.47	15.3	30.07
17.83	54	3.24	28.69	21.52	8.97	9.53	10.2	21.08

Acero de refuerzo

En la Tabla 38, se detalla el acero de refuerzo en cada sección de la viga de diseño VT-04-05.

Tabla 38. Acero de refuerzo distribuido en cada tramo de la viga VT - 03

Luz (m)	Acero distribuido
6.05	2 varillas de $\phi 1''$ corrida
6.05	2 varillas de $\phi 1''$ bastones
1.8	3 varillas de $\phi 1''$ corrida
6.05	3 varillas de $\phi 1''$ corrida
6.05	1 varillas de $\phi 1''$ bastón

En conclusión, se asignará 2 varillas corridas de $\phi 1''$ en refuerzo superior, en refuerzo negativo se asignará varillas corridas de $\phi 1''$ y bastones de $\phi 1''$ como acero de refuerzo en las zonas de mayor momento. Para el punto de corte para bastones y ganchos se seguirá la recomendación de la tabla de anclajes del libro de Concreto Armado (Ottazzi, 2018), llegando a considerar: longitud de corte teórico a $L/5$ de la cara de la columna en refuerzo positivo, $L/3$ de la cara de la columna en refuerzo negativo, $L=Luz$ libre de la viga.

Diseño de la cortante

Se presentará la sección de diagrama de fuerzas cortante, Figura 42, en la viga VT-04-05 para el 4to piso donde la resultan de fuerzas de sismo son mayores.

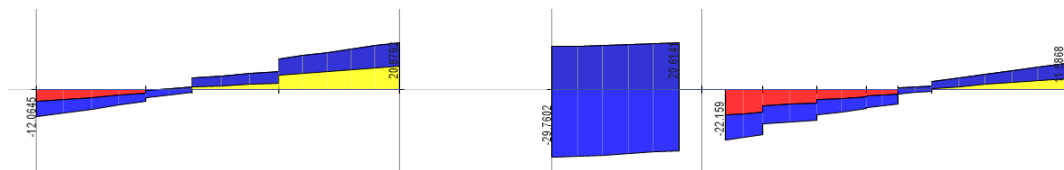


Figura 42. Diagrama de fuerza cortante viga

Análisis de cortante de la envolvente de cargas y cálculo de resistencia de la sección.

Tabla 39. Diseño de la cortante en la viga VT-04 y VT-05

Luz (m)	Vu (tn)	Vmax (tn)	ϕVc (ton)	Vs (ton)	s (cm)	Vs lim (ton)	Smin (cm)
6.05	19.50	43.24	8.81	12.58	25.69	21.51	27
1.8	27.19	43.24	8.81	21.62	14.95	21.51	27
6.05	21.74	43.24	8.81	15.21	24.58	21.51	27

Como se puede apreciar en la Tabla 39 el diseño de la resistencia de la cortante para la sección de la viga V 04 y VT-05 en el segundo y tercer paño es suficiente con estribos mínimos para el refuerzo es decir 1 estribo de 3/8 @0.05 m, 4 @ 0.25m y resto @ 0.30. Para las secciones extremas son necesarios estribos mínimos para refuerzo es decir 1 estribo de 3/8 @0.05 m, 4 @ 0.15m y resto @ 0.30.

Sin embargo, para elementos que actúan ante cargas de sismo la norma E.060 (2009) establece una serie de disposiciones mínimas de refuerzo de la carga cortante, zona de confinamiento y espaciamiento entre estribos, según el artículo 21.1. La disposición recomendada depende del tipo de sistema estructural, para el caso de estudio será un sistema de placas. En el artículo 21.4.5.1, 2, 3 y 4., la norma recomienda proporciones para estribos cerrados.

En conclusión, la resistencia del concreto en la mayoría de vigas resiste la cortante de diseño; sin embargo, se diseñará refuerzo de la cortante según el capítulo 21 de la norma E.060 (2009), siguiendo el siguiente armado: 1 estribo de 3/8 @0.05 m, 12 @ 0.10m, 0.25 resto en cada cara de la viga.

Diseño por Capacidad

Determinamos la cortante máxima de la envolvente de cargas y la cortante isostática para el cálculo de las fuerzas de diseño en base al capítulo 21.4.3 a y b. para la viga VT-05, Tabla 40.

Tabla 40. Diseño por capacidad VT-04-05

Sección (m)	Mn Inst. (Tn)	V max (Tn)	V Env. (Tn)	V Sismo (Tn)	V ser. (Tn)	$(Mni+Mnj) / Ln + 1.25*(Vd+VC)$	$2.5*Vs_{im}$	V diseño (Tn)
1.8	28.43	43.24	30.33	25.41	4.26	37.77	66.85	37.77

La cortante calculada por capacidad es mayor al cortante de la envolvente de cargas, por tal razón será la nueva cortante de diseño, para cumplir el requerimiento se deberá considerar una nueva disposición de espaciamiento de los estribos en la sección, la cual será de 1 estribo de 3/8 @0.05 m, 14 @ 0.085m, resto @ 0.25m @ resto en cada cara.

Corte de refuerzo

Para el diseño de corte se calculará la resultante de acero colocado para 2 bastones de 1" donde el M_u instalado sería de 31.26 tn-m, para un punto de corte de 0.125 m en la sección de 6.05m y 0.125m para la sección de 1.8m.

En conclusión, la longitud de desarrollo a la cara sería $6.3-5.55+0.54=1.29\text{m} \rightarrow 1.3\text{m} > 6.3/5 = 1.26$, la longitud de desarrollo a la cara sería $2.6-0.45+0.54=2.69\text{m} > 2.6\text{m}$ entonces será corrido.

Control de deflexión

Determinaremos la inercia efectiva para el tramo con mayor refuerzo necesario de diseño.

$$n = \frac{2 \times 10^6}{15000 \times \sqrt{210}} = 9.2$$

Tabla 41. Análisis de la deflexión en la vigueta de la viga VT-04-05

Tramo	L (cm)	bw	As (cm ²)	As' (cm ²)	c (cm)	Ii (cm ⁴)	I ef (cm ⁴)	Δ deflexión inmediata	Ii/Ief	p'	$\lambda\Delta$	Δ deflexión diferida	Δ deflexión permisible
VT-05	603	25	20.4	10.2	12.4	73434	37940	0.33	1.94	0.0309	0.79	0.49	1.26
VT-05	180	25	15.38	15.3	18.4	84660	57256	0.01	1.48	0.0308	0.79	0.01	0.38
VT-05	603	25	20.40	10.20	12.4	26046	18179	0.29	1.43	0.0408	0.66	0.27	1.26

En conclusión, según la Tabla 41, la viga cumple con la recomendación de la norma porque el peralte es de 60 en todas las secciones de viga VT-04 y VT-05.

Control de fisuración

El control de fisuración se presenta el diagrama de momento en condición de servicio, Figura 43.

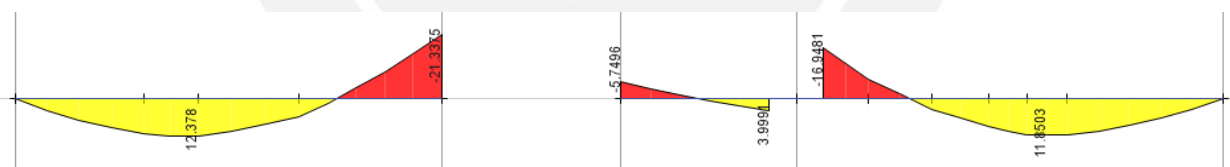


Figura 43. Diagrama de momento flector de servicio

Determinaremos que las cargas no producirán fisuras excesivas en la viga al calcular el parámetro Z.

Tabla 42. Análisis de parámetro Z para fisuración

Tramo	VT-04		VT-05		VT-05	
	Ms-	Ms+	Ms+	Ms-	Ms-	Ms+
b (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
h (m)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
d (cm)	54	54	54	54	54	54
As (cm ²)	20.4	10.2	15.3	15.3	15.3	15.3
Ms(tn-m)	16.88	9.13	4.10	2.50	13.88	10.10
Ys (cm)	6	6	6	6	6	6
Nº barras	4	2	3	3	3	2

Tramo	VT-04		VT-05		VT-05	
Fs (kg/cm ²)	1.70	1.84	0.55	0.34	1.87	1.36
Act (cm ²)	150	150	150	150	150	150
dc (cm)	3	3	3	3	3	3
Z (kg/cm ²)	13047	14114	4225	2576	14304	10409
%Z	50.2%	54.3%	16.3%	9.9%	55.0%	40.0%

En conclusión, según la Tabla 42, ninguna sección de la viga presenta un agrietamiento excesivo por parte del parámetro Z, pese a que existen secciones cercanas al valor, las cuales podrían ser analizadas por elementos finitos para evaluar la deflexión durante el proceso constructivo y fraguado del concreto. En la figura, se muestra la distribución de acero longitudinal y el refuerzo transversal.

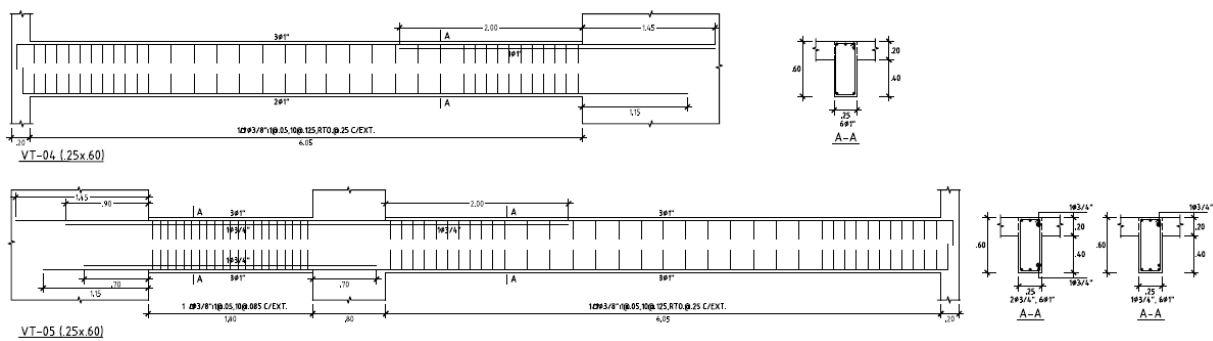


Figura 44. Esquema de diseño de vigas VT-04 y VT-05

5.4 Diseño de columnas

5.4.1 Análisis estructural

Las columnas son elementos que básicamente son sometidos a fuerzas de momento y carga axial, en otras palabras, tiende a formar efectos de flexocompresión, esto se debe al sistema estructural que se ha adoptado para la edificación, que está compuesta por placas que resistirán la mayor cantidad de la fuerza cortante producto de sismo. Sin embargo, analizaremos las columnas para comprobar esta hipótesis.

5.4.2 Diseño por flexocompresión

Las columnas son elementos que reciben considerables esfuerzos de compresión por las sollicitaciones axiales de la edificación, la cual afectará el comportamiento de las fuerzas de momento. Esta acción combinada de fuerzas se puede relacionar con una curva que contiene y relaciona los efectos axiales y flectores llamada Diagrama de Interacción, Figura 45. Dicha curva contiene puntos notables del comportamiento de la una columna confinada con estribos como: falla a compresión pura, punto de resistencia nula a la tracción del concreto, deformación nula en la sección a tracción más alejado del borde comprimido, punto de falla balanceada, falla a flexión pura y falla por tracción.

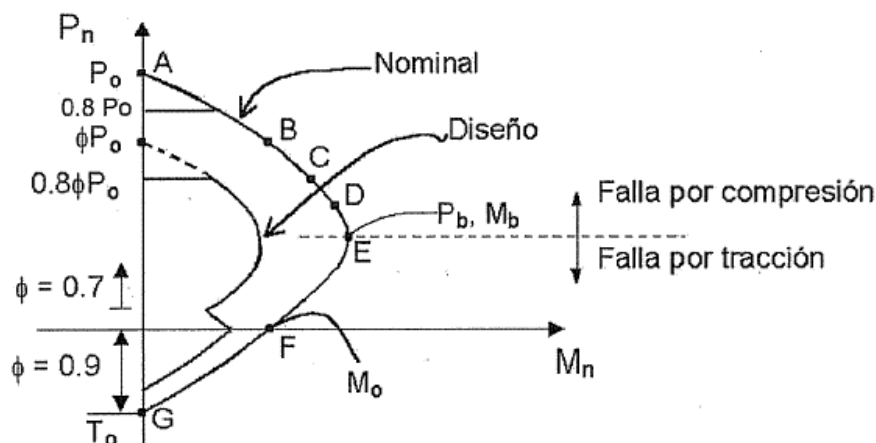


Figura 45. Diagrama de interacción para columnas con estribo (Ottazzi, 2018)

El diseño será por un proceso iterativo, donde se diseña por medio de un refuerzo base, como modelo tentativo de diseño. Se analizará si cada combinación de carga tiene un adecuado comportamiento para el diagrama de interacción de la columna analizada. La carga debe ubicarse debajo de la curva de cargas de resistencia última.

La norma E.060 (2009) no especifica límites de cuantía para el refuerzo longitudinal de las columnas. En el Artículo 10.9.1 la cuantía mínima de 1.0% corresponde la sección bruta de la columna, para evitar el flujo plástico del concreto, y máximo de 6.0% de la sección bruta, para evitar el congestionamiento de la sección.

5.4.3 Efectos de esbeltez

Para el diseño a compresión como es el caso de las columnas, está basado en la curvatura y esbeltez del elemento. Dichos efectos serán evaluados por efectos de segundo orden, por ello

la norma nos plantea dos métodos para estimar estos efectos. Dependiendo de la ubicación y desplazamiento que presente al realizar el análisis a carga de acción lateral (sismo).

El análisis involucra el incremento de los momentos extremos de la columna en 5%, si se comprueba que la relación entre el factor de longitud efectiva por la longitud sin soporte lateral en elementos a compresión entre radio de giro de la sección sea menor a la fórmula del artículo 10.12.2 de la norma E.060 (2009). (momentos magnificados en estructura sin desplazamiento lateral).

5.4.5 Diseño por corte

La norma E.060 en el artículo 11.3.1.2 propone la siguiente expresión para estimar la resistencia del concreto para elementos sometidos a compresión.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \left(1 - \frac{Nu}{140A_g}\right) b w d$$

Las columnas reciben un refuerzo transversal al plano de la columna, la resistencia requerida por estribos y el espaciamiento.

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

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

Además, se deberá cumplir las disposiciones de diseño del capítulo 21 de la norma, el cual estipula consideraciones especiales para diseño sísmico por corte en columnas, con el fin de asegurar el comportamiento dúctil durante un evento sísmico.

En el diseño por capacidad se emplearán los momentos nominales y condiciones de contorno para determinar la cortante nominal. La cortante máxima de las combinaciones de diseño será amplificada por 2.5. Finalmente, para el diseño se emplea la cortante mínima antes mencionada, Figura 46.

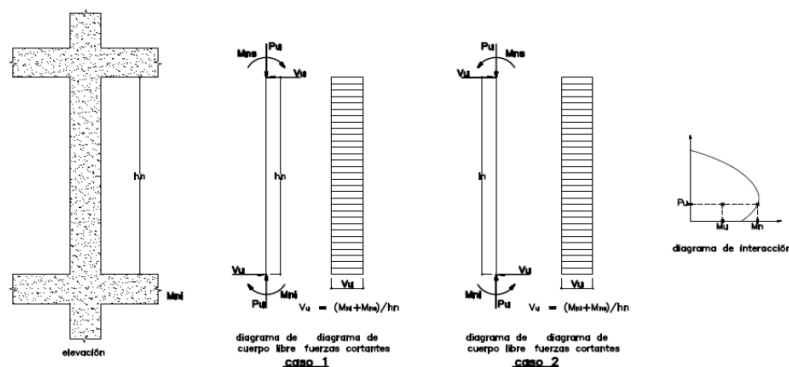


Figura 46. Esquema de diseño por capacidad (E.060, 2009)

Además, en el artículo 21.4.5 según el tipo de sistema estructural adoptado se procederá a realizar un espaciamiento mínimo S_o de 8 veces el diámetro de la barra longitudinal, la mitad de la dimensión menor de la sección y 10 cm. Para la longitud de desarrollo será la sexta parte de la luz libre de la columna, máximo de las dimensiones o 50 cm, esquema Figura 47.

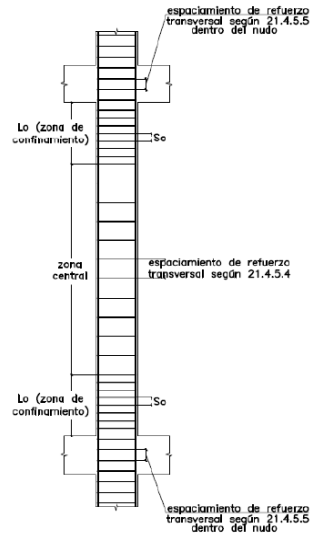


Figura 47. Esquema de confinamiento por sismo para columnas (E.060, 2009)

5.4.6 Ejemplo de diseño de Columnas

Diseño de Columna C-02 (0.80x0.40)

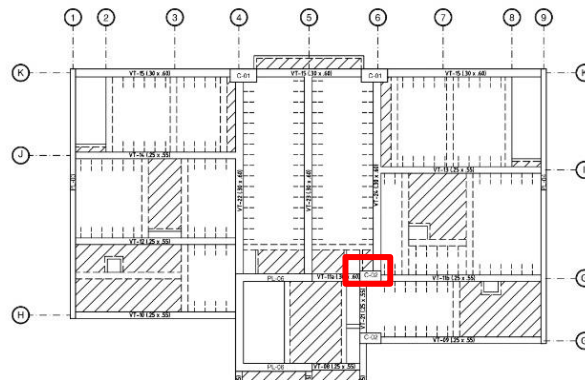


Figura 48. Vista en planta del elemento a analizar

La columna C-02 se encuentra en los ejes 6/I que corresponden al plano de encofrados de la edificación. Las dimensiones son de 0.80x0.40 m. área en planta y altura de 3m en el primer nivel y 2.7 en los niveles superiores, Figura 48.

Metrado de cargas

Las cargas que están contenidas en el área tributaria de la columna serán analizadas para determinar el metrado del elemento; para determinar dicha área se tendrá en consideración los elementos verticales que se encuentran próximos la columna de análisis.

Para realizar la reducción de carga viva, de acuerdo a la norma E.020, se tendrán las siguientes consideraciones.

- El área de influencia debe ser mayor a 40 m²
- El valor reducido no debe ser mayor a la mitad de la carga reducida
- Los elementos verticales que soporten más de un nivel, deben sumar las áreas de influencia de los pisos continuos.

Se usará la siguiente expresión para determinar el factor de reducción

$$Lr = Lo * \left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{ai}}\right)$$

Para el cálculo del metrado se considera los metrados que recibirá la columna como son las vigas, vigas chatas, tabiquería, aligerado y losas macizas por ello se empleó los siguientes pesos por unidad de área:

- Peso unitario aligerado convencional (h=0.2m): 0.3 tn/m²
- Peso unitario piso terminado: 0.1 tn/m²
- Peso unitario carga viva: 0.2 tn/m²
- Peso unitario tabiquería: 1.8 tn/m³
- Peso unitario concreto: 2.4 tn/m³

La reducción de carga viva se presentará en la siguiente Tabla 43 de metrado para la columna C-02.

Tabla 43. Análisis de reducción de carga viva

Nivel	At (m ²)	k	Ai (m ²)	F reduc	Cv red (tn)	Cm Acum(tn)
7	23.48	2	46.96	0.921	2.16	10.75
6	46.96	2	93.92	0.725	5.10	29.53
5	70.44	2	140.88	0.638	7.48	47.49
4	93.92	2	187.84	0.586	9.63	65.82
3	117.40	2	234.80	0.550	11.63	84.75
2	140.88	2	281.76	0.524	13.53	104.57
1	164.36	2	328.72	0.504	15.38	126.31

Para el análisis del elemento, se tomará en consideración las combinaciones de cargas isostáticas y sismo.

Tabla 44. Análisis de carga de servicio y combinación de carga

Carga	Pu (tn)	MuX (tn-m)	MuY (tn-m)
CM	126.32	0.34	-2.31
CV	15.38	0.07	-0.45
SX	185.95	0.42	22.20
SY	24.96	0.86	1.54
Combinación de carga en XX			
Combinación	P (Tn)	MuX (Tn/m)	MuY (Tn/m)
1.4CM+1.7CV	202.98	0.59	-4.00
1.25(CM+CV) +SX	363.07	0.93	18.75
1.25(CM+CV) -SX	-8.84	0.08	-25.64
0.9CM+SX	299.64	0.73	20.12
0.9CM-SX	-72.27	-0.12	-24.27
Combinación de carga en YY			
1.4CM+1.7CV	202.98	0.59	-4.00
1.25(CM+CV) +SY	202.08	1.36	-1.90
1.25(CM+CV) -SY	152.15	-0.35	-4.99
0.9CM+SY	138.65	1.16	-0.53
0.9CM-SY	88.72	-0.55	-3.62

La Tabla 44 corresponde a la combinación de cargas de servicio que la columna presenta, las cargas serán analizadas en el diagrama iteración de la columna para determinar si el elemento está diseñado para resistir dichas solicitaciones.

La Tabla 45 describe las características geométricas de diseño de la columna, así como la cuantía instalada y la carga máxima última que puede soportar por la norma E.060 artículo 10.3.6.3. Además, la separación entre barras longitudinales sería de 14.6 cm cumpliendo con la recomendación del artículo 21.4.5.5 de la norma.

Tabla 45. Descripción de columna C2

Columna C2			
B (m)	0.4	Acero instalado	# barras
H (m)	0.8	#5 o 5/8"	0
Área (m ²)	0.32	#6 o 3/4"	14
Cuantía (%)	1.243	Área (cm ²)	39.76
Pu max (tn)	409.41		

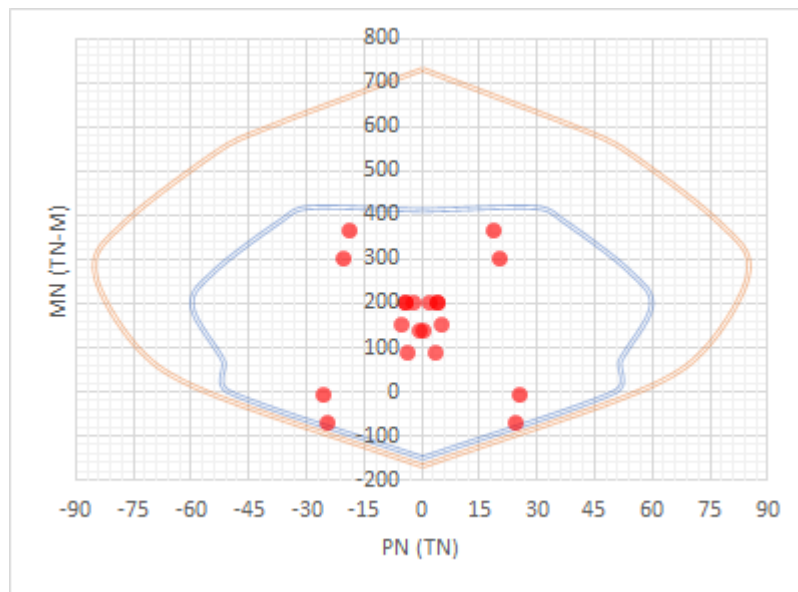


Figura 49. Diagrama de interacción de la columna C-2 en la dirección M33

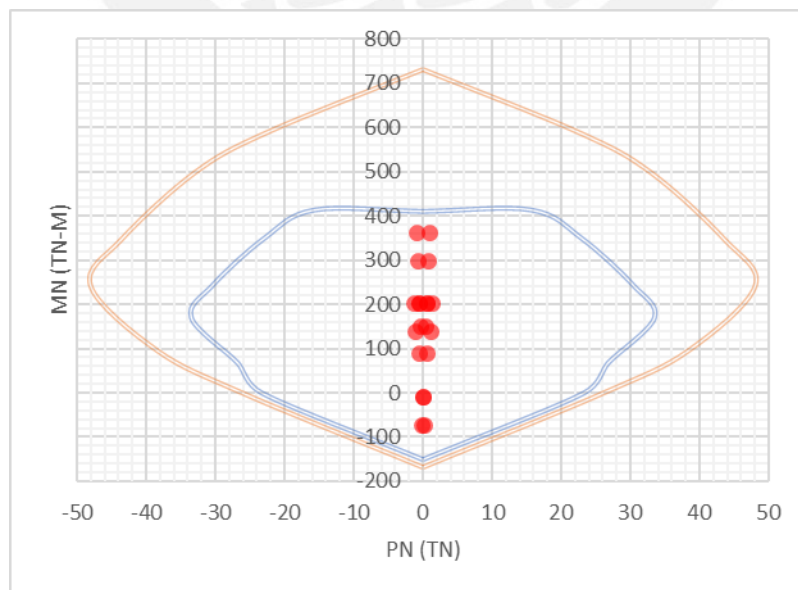


Figura 50. Diagrama de interacción de la columna C-2 en la dirección M22

Como se puede apreciar en los diagramas para las direcciones XX y YY, Figura 49 y Figura 50, las combinaciones de carga están contenidas en los diagramas, para tal fin, la columna trabajara de forma adecuada para estas solicitudes de carga.

Efecto de la esbeltez

Se verificó en el capítulo análisis sísmico que la edificación no posee efecto de segundo orden, porque no se ven desplazamientos altos entre piso para considerar el efecto en columnas. Por ello, se podrá ignorar los efectos de esbeltez si se verifica la siguiente expresión. La relación entre momentos de empotramiento en cada es igual ($M1=M2$)

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right) = 34 - 12(-1) = 46$$

Verificamos para cada dirección de análisis considerando un radio de giro igual a 0.3h altura de entrepiso y $k=1$.

$$\text{Para la dirección XX } \frac{klu_x}{r} = \frac{1 \times 3.00}{0.3 \times 0.8} = 12.5 < 46$$

$$\text{Para la dirección YY } \frac{klu_y}{r} = \frac{1 \times 3.00}{0.3 \times 0.45} = 22.22 < 46$$

Por lo tanto, no se considera efecto de esbeltez en la columna.

Diseño de la cortante

Determinamos la cortante máxima por capacidad de la carga de sismo y la cortante isostática para el cálculo de las fuerzas de diseño en base al capítulo 21.4.3 a y b. para la columna C-02.

Tabla 46. Diseño de la cortante por capacidad

Altura (m)	Mn Inst. (Tn)	V Sismo (Tn)	(Mni+Mnj) /Ln	2.5*Vsism	V diseño (Tn)
2.4	37	11.72	30.83	29.30	29.30

Según la Tabla 46, será necesario comprobar que el acero de refuerzo transversal requerido por la norma E.060 (2009) podrá soportar la carga de diseño por capacidad, será necesario determinar la carga cortante. Para tal diseño se emplearán las fórmulas de resistencia al cortante del concreto para cada dirección de las columnas.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * \left(1 + \frac{Nu}{140 * Ag} \right) * bw * d$$

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

$$S = \frac{A_s * n * F_y}{V_s} * d$$

Tabla 47. Verificación de la cortante para cada combinación de carga

Combinaciones	ϕV_c (Tn)	V22 (Tn)	VMn (Tn)	Vs2.5 (Tn)	Vdiseño (Tn)	$\phi V_c > V_u$
1.4CM+1.7CV	29.52	6.95	68.33	6.95	6.95	ok
1.25(CM+CV) +SX	36.44	5.73	64.17	23.31	23.31	ok
1.25(CM+CV)-SX	19.84	17.72	54.17	35.30	17.72	ok

Combinaciones	ϕV_c (Tn)	V22 (Tn)	VMn (Tn)	Vs2.5 (Tn)	Vdiseño (Tn)	$\phi V_c > V_u$
0.9CM+SX	33.03	8.11	70.83	25.69	25.69	ok
0.9CM-SX	16.43	-15.34	30.83	32.92	15.34	ok

En conclusión, en la Tabla 47, no sería necesario aplicar refuerzo para la cortante; sin embargo, dado que se usarán más de dos estribos para el confinamiento de barras longitudinales, entonces bastaría con estribos mínimos de montaje para las barras longitudinales; sin embargo, para el diseño de elementos que soportan cargas de sismo, la disposición mínima de refuerzo sigue el capítulo 21 de la norma E.060. Es decir, espaciamiento mínimo S_o de 8 veces el diámetro de la barra longitudinal, la mitad de la dimensión menor de la sección y 10 cm. Para la longitud de desarrollo será la sexta parte de la luz libre de la columna, máximo de las dimensiones o 50 cm. $L_o=0.8$ m.

Por ello, la columna estará armada 1 estribo @ 5 cm, 8 @ 10 cm, resto @ 0.25 a cada lado. En la siguiente Figura 51 se presenta la distribución de acero en la columna diseñada.

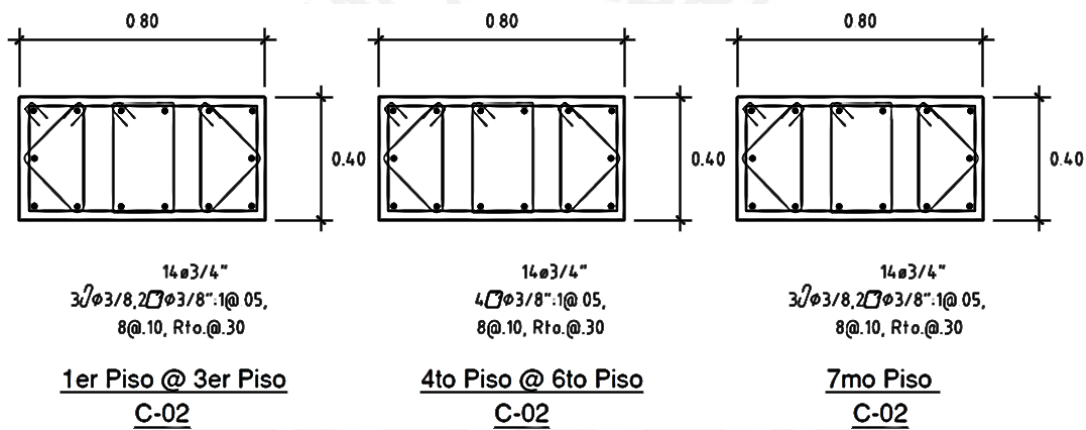


Figura 51. Esquema de distribución de acero longitudinal

5.5 Diseño de placas

Las placas o placas son elementos estructurales que soportan cargas verticales, horizontales paralelos a su plano, principalmente de sollicitaciones sísmicas, en otras palabras, tienen a formar efectos de flexocompresión y diseño de cortante. Dependerá de las consideraciones geométricas el modo de trabajo de estos elementos estructurales, por ello se realizará una clasificación por la disposición geométrica que se presente en la planta de la edificación.

5.5.1 Análisis Estructural

Determinaremos el tipo de muros según el tipo de estado de carga para cada función de sistema estructural. Muros sometidos a carga axial con o sin flexión transversal a su plano, denominados muros de carga.

Muros sometidos a cargas verticales y horizontales en su plano, provenientes de las acciones sísmicas, denominados placas o placas.

Muros sometidos a cargas normales a su plano, denominados muros de contención.

Para el diseño de muros de cargas, son muros sujetos a cargas de compresión o flexocompresión, por lo cual el diseño regirá las indicaciones de la norma E.060 para el refuerzo por horizontal y vertical.

$$\text{Cuantía vertical} = 0.0020$$

$$\text{Cuantía horizontal} = 0.0015$$

Se recomienda la cuantía mencionada con el fin de evitar fisuración vertical por efectos de fragua y cambios de temperatura que se manifiestan en elementos largos.

5.5.2 Diseño por flexocompresión

Se determina el tipo de diseño por la clasificación del muro estructural según la relación entre la altura y el largo, Figura 52.

Se determinó que los muros la estructura en general son esbeltos, dado que la relación es mayor a 1

$$\frac{H}{L} = \frac{19.2}{10.6} = 2.01, \text{ relación de menor esbeltez en la estructura}$$

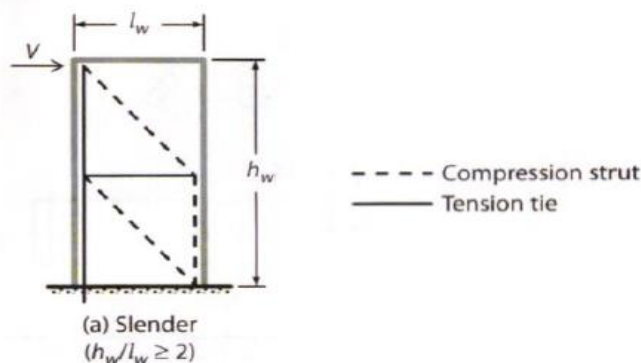


Figura 52. Línea de acción de superficie de falla por compresión y tensión en muros (Harmsen T., 2002)

Se estudiará el muro como en el caso de columnas donde la falla más recurrente es dúctil, debido a la formación de rótulas en la base del elemento. Se asumirá acero mínimo por núcleos confinados y acero repartido según el espaciamiento mínimo entre estribos horizontales al plano. Se elaborarán los diagramas de interacción para cada dirección de análisis para ubicar los puntos de máxima resistencia nominal y generar un diseño por capacidad del elemento.

La norma E.060 (2009) especifica límites de cuantía para el refuerzo longitudinal de las columnas. Artículo 10.9.1, cuantía mínima de 1.0% de la sección bruta de la columna, para evitar el flujo plástico del concreto, y máximo de 6.0% de la sección bruta, para evitar el congestionamiento de la sección.

5.5.3 Calculo de elementos de borde

En base al numeral 21.9.7 de la norma, se estipula la necesidad de realizar confinamiento a los elementos de borde si cumplen la siguiente condición:

$$c \geq \frac{lm}{600 \left(\frac{\delta u}{hm} \right)}$$

Donde lm es longitud del muro, hm es altura del muro y δu es el desplazamiento inelástico en el nivel más alto.

Si cumple la condición, la longitud de los elementos de borde en la dirección de análisis deben ser el máximo de los siguientes valores:

$$\max(c - 0.1lm, c/2)$$

Cumpliendo con lo dispuesto, los elementos de borde deben seguir con las condiciones de refuerzo según el numeral 21.9.7.6 de la norma E.60 (2009).

5.5.4 Diseño por corte

Las consideraciones de diseño para refuerzo de elementos de corte como los placas, siguen lo dispuesto por el artículo 11.10. de la norma, el espesor de muro “t” y “d” peralte efectivo equivalente según la norma E.060 (2009) a 0.8L. Además, la norma plantea límites de resistencia calculados.

$$Vc \leq c \sqrt{f'c} t d, \text{ donde } c, 0.53 \text{ si } \frac{H}{L} \geq 2.0, 0.8 \text{ si } \frac{H}{L} \leq 1.5$$

Además, se incluye un límite máximo para la cortante nominal

$$Vn = 2.6 \sqrt{f'c} t d$$

Si $Vu \leq 0.27 \sqrt{f'c} t d$, se requerirá refuerzo mínimo

Si $Vu > 0.27 \sqrt{f'c} t d$, se deberá calcular la cuantía de acero longitudinal

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc \qquad S = \frac{Vs}{fy t d}$$

Y la cuantía vertical podrá ser estimada

$$v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (h - 0.0025)$$

La norma indica que es necesario considerara que $v \geq h$, para espaciamento mínimo debe cumplir.

$$S_{max} = 3t \text{ y } S_{max} = 40\text{cm.}$$

5.5.5 Diseño por Capacidad

En el artículo 21.9.5.3 se refiere para el diseño sísmico de muros estructurales, que la fuerza de diseño debe ser proporcional a la relación del momento nominal de diseño.

$$V_{udiseño} = Vu \frac{M_n}{M_u}, \frac{M_n}{M_u} \leq R, R \text{ coeficiente de reducción sísmica E.030}$$

Además, se deberá cumplir las disposiciones de diseño del capítulo 21 de la norma, el cual estipula consideraciones especiales para diseño sísmico por corte en columnas, con el fin de asegurar el comportamiento dúctil durante un evento sísmico.

5.5.6 Ejemplo de diseño de Placas

Diseño de Placa PL-01 (0.20 x 10.6)

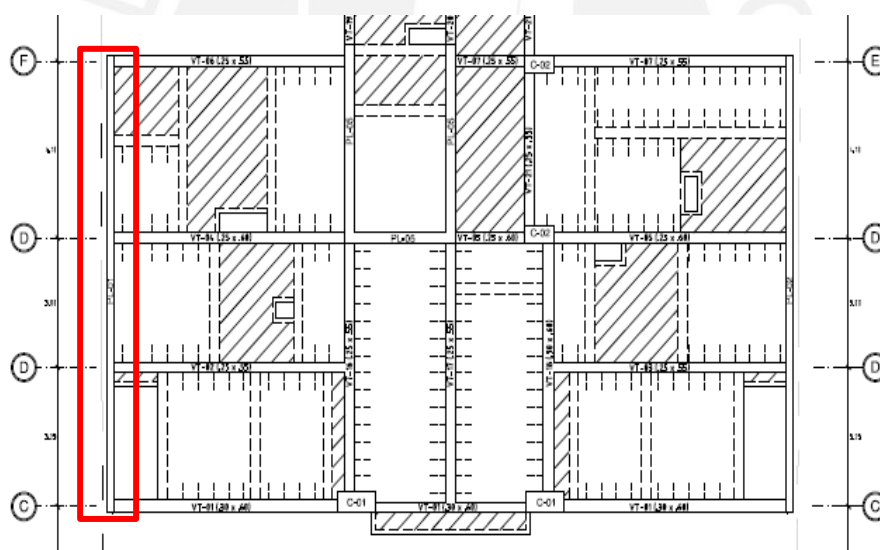


Figura 53. Vista en planta del elemento a analizar

La placa PL-01 se encuentra entre los ejes 1 / C-F que corresponde al plano de encofrados de la edificación. Las dimensiones son de 0.20x10.6 m de área en planta y altura de 3m en el primer nivel y 2.7 en los niveles superiores, Figura 53.

Metrado de cargas

Las cargas que están contenidas en el área tributaria del muro estructural serán analizadas para determinar el metrado del elemento; para determinar dicha área se tendrá en consideración los elementos verticales que se encuentran próximos al muro de análisis.

Para realizar la reducción de carga viva, de acuerdo a la norma E.020, se tendrán las siguientes consideraciones.

- El área de influencia debe ser mayor a 40 m²
- El valor reducido no debe ser mayor a la mitad de la carga reducida
- Los elementos verticales que soporten más de un nivel, deben sumar las áreas de influencia de los pisos continuos.

Se usará la siguiente expresión para determinar el factor de reducción

$$Lr = Lo * (0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{ai}})$$

Para el cálculo del metrado se considera los metrados que recibirá la columna como son las vigas, vigas chatas, tabiquería, aligerado y losas macizas por ello se empleó los siguientes pesos por unidad de área:

- Peso unitario aligerado convencional (h=0.2m): 0.3 tn/m²
- Peso unitario piso terminado: 0.1 tn/m²
- Peso unitario carga viva: 0.2 tn/m²
- Peso unitario tabiquería: 1.8 tn/m³
- Peso unitario concreto: 2.4 tn/m³

En la Tabla 48, se presenta la reducción de carga viva se presentará en el siguiente cuadro de metrado para la columna PL-01

Tabla 48. Análisis de reducción de carga viva en placas

Nivel	At (m ²)	k	Ai (m ²)	F reduc	Cv red (tn)	Cm Acum(tn)
7	32.05	2	64.10	0.825	2.64	16.23
6	64.10	2	128.20	0.656	6.31	54.97
5	96.15	2	192.30	0.582	9.32	93.62
4	128.20	2	256.40	0.537	12.05	132.24
3	160.25	2	320.50	0.507	14.62	170.93
2	192.30	2	384.60	0.485	17.08	209.63
1	224.35	2	448.70	0.467	19.46	249.91

Para el análisis del elemento, se tomará en consideración las combinaciones de cargas isostáticas y sismo.

El análisis de carga para el primer nivel

En la siguiente Tabla 49, se presenta las fuerzas internas de análisis para el primer nivel.

Tabla 49. Análisis de carga de servicio y combinación de carga definidos en la norma E.020 y E.060

Primer nivel					
Carga	PU (tn)	MuX (tn-m)	MuY (tn-m)	VuX (tn)	VuY (tn)
CM	249.91	93.69	-0.35	-0.03	-1.03
CV	19.46	12.24	-0.07	-0.01	-0.28
SX	12.51	403.64	6.61	1.69	23.82
SY	2.34	1787.03	0.95	0.30	141.61
Combinación de carga en XX					
1.4CM+1.7CV	382.95	151.98	-0.61	-0.06	-1.92
1.25(CM+CV) +SX	349.22	536.06	6.09	1.65	22.18
1.25(CM+CV)-SX	324.20	-271.22	-7.14	-1.74	-25.46
0.9CM+SX	237.43	487.96	6.30	1.67	22.90
0.9CM-SX	212.41	-319.32	-6.93	-1.72	-24.74

Primer nivel					
Combinación de carga en YY					
1.4CM+1.7CV	382.95	151.98	-0.61	-0.06	-1.92
1.25(CM+CV) +SY	339.05	1919.44	0.43	0.26	139.98
1.25(CM+CV)-SY	334.37	-1654.61	-1.47	-0.35	-143.25
0.9CM+SY	227.26	1871.35	0.63	0.28	140.69
0.9CM-SY	222.57	-1702.70	-1.27	-0.33	-142.54

La placa PL-02 es de altura de 21.90 m. y con una longitud 10.45 m. Entonces la relación de $H/L=2.1$, por consiguiente, se considera como muros esbeltos y se diseñará por flexocompresión.

El momento máximo de cargas de diseño es de 1919 tn-m para el cual estableceremos la cuantía requerida de acero para un núcleo confinado.

$$A_s = \frac{Mu}{\phi F_y (0.9 L)} = \frac{1919}{0.9 * 4200 * 0.9 * 10.6} = 53.2 \text{ cm}^2$$

Para tal requerimiento preliminar se estimó 12 varillas de 3/4", en cada núcleo confinado y 4 varillas de 3/4" para las vigas perpendiculares que llegan a la placa, siendo el acero instalado de 56.8 cm².

Se realizó la distribución preliminar de elemento de forma que las cargas de diseño se encuentren dentro del diagrama de interacción. Por ello, se consideró núcleos confinados en los extremos de 0.85 x 0.2 m, que contendrán el requerimiento calculado. También se considerará una cuantía mínima de 0.0025 en el alma, que equivale a barra de 3/8" @ 0.25m.

Tabla 50. Descripción general del muro PL-01

PL-02			
B (m)	0.20	Acero instalado	# barras
H (m)	10.6	#3 o 3/8"	64
Área (m ²)	2.09	#6 o 3/4"	32
Cuantía (%)	0.652	Área (cm ²)	136.32

La Tabla 50 describe las características geométricas de diseño de la placa, así como la cuantía instalada y la carga máxima última que puede soportar por la norma E.060 artículo 11.3.

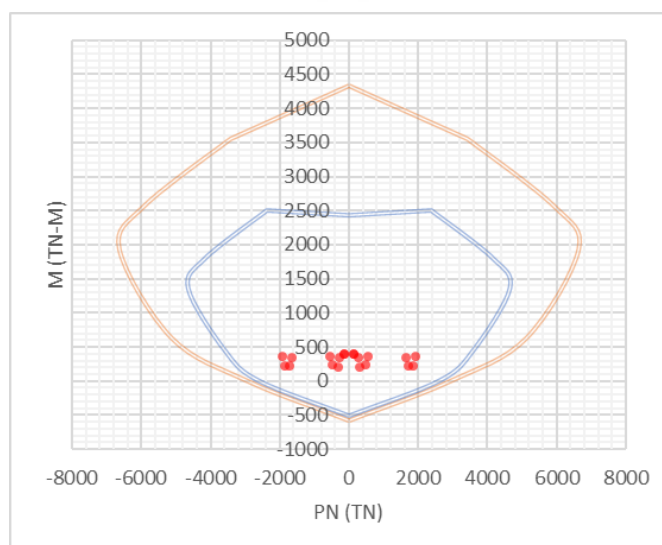


Figura 54. Diagrama de interacción del Muro PL-01 en la dirección YY

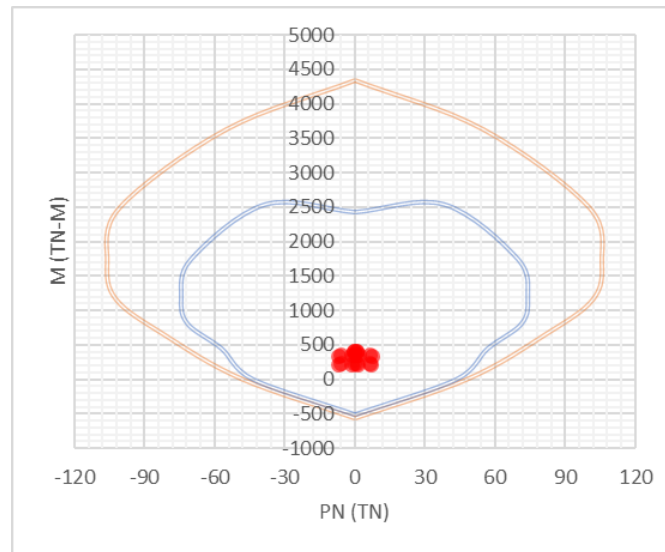


Figura 55. Diagrama de interacción del Muro PL-02 en la dirección XX

En base a las Figura 54 y Figura 55, se menciona que las curvas de color naranja corresponden a los valores nominales de Pn y Mn y las curvas de color azul a ϕPn y ϕMn . En las gráficas, apreciar en los diagramas para las direcciones XX las combinaciones de carga están contenidas en los diagramas, para tal fin, trabajara de forma adecuada para estas solicitudes de carga. Para las combinaciones de carga en la dirección YY, son bajas, dado que solo reciben cargas de gravedad y no frecen mayor resistencia a las fuerzas de sismo.

Cálculo de elementos de borde

Se verifica el valor del eje neutro en base al diagrama curvatura, Figura 56, de la sección para el momento nominal para la carga de Pu 354 tn, máxima carga asociada a efecto de sismo YY.

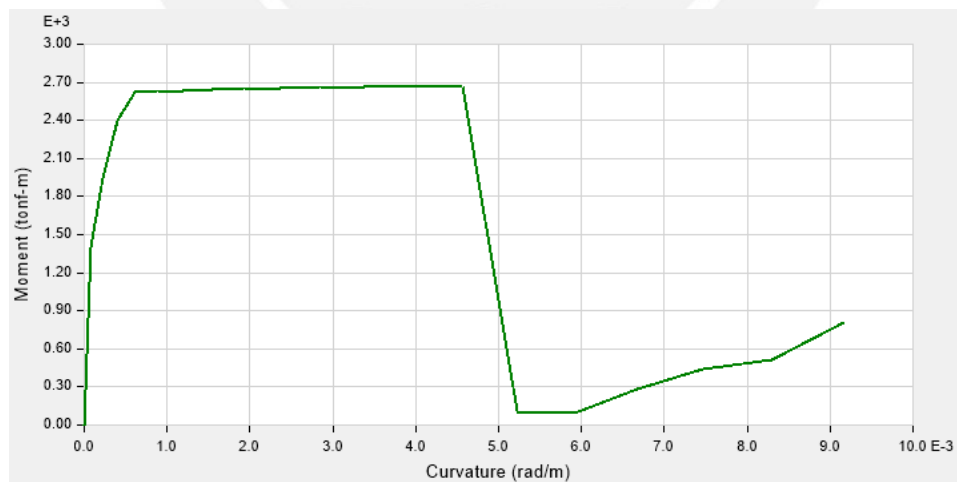


Figura 56. Diagrama momento curvatura para Pu 354 tn ETABS.

La deformación del agotamiento del concreto para la carga Pu es de 0.00052 rad/m, entonces procedemos a calcular el valor del eje neutro para la sección.

$$C = \frac{0.003}{0.00052} = 576.9 \text{ cm}$$

Con el valor del eje neutro procedemos a comprobar el requerimiento por confinamiento en los núcleos. De análisis sísmico determinamos la máxima deriva inelástica 0.0532 m.

$$576.9 \text{ cm} = C \geq \frac{10.6}{600(0.005)} = 353.3 \text{ cm}$$

Dado que se cumple la condición, es necesario el confinamiento en los elementos de borde de la sección, el espaciamiento recomendado por la norma será de 25 cm y estribos cerrados de 3/8”.

Diseño de la cortante

Para el diseño de la cortante, será necesario determinar la carga cortante en el eje resistente a sismo, además determinar la cortante nominal y finalmente determinar el menor valor de dichas cargas. Para tal diseño se emplearán las fórmulas de resistencia al cortante del concreto para cada dirección de las placas.

Determinamos la contribución de la resistencia del concreto para la cortante.

$$V_c = A_{cw} * C * \sqrt{f'_c} = 10.60 * 0.8 * 0.2 * 0.618 * \sqrt{210} * 10 = 151.18 \text{ tn}$$

Par la combinación máxima $V_u=143.25 \text{ tn}$, la capacidad de carga asociada para la carga axial máxima será $M= \text{tn-m}$

$$V_{\text{diseño}} = V_u \frac{M_n}{M_u} = 143.25 * \frac{4000}{1654} = 346.4 \text{ tn}$$

El esfuerzo cortante será tomado por el refuerzo horizontal, entonces calcularemos la resistencia requerida por el acero.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{346.4}{0.85} - 151.18 = 256.35 \text{ tn}$$

Determinamos el límite de la cortante

$$V_n = 2.6\sqrt{f'_c} t d = 2.6 * \sqrt{210} * 0.2 * (0.8 * 10.6) = 639.01 \text{ tn}$$

Determinamos la cuantía horizontal para el refuerzo asignado inicialmente

$$\rho_h = \frac{V_s}{f_y t d} = \frac{256.35 * 1000}{4200 * 20 * 0.8 * 1060} = 0.35\%$$

Resultado mayor a la cuantía requerida, determinamos la distribución de acero para un metro lineal de la placa

$$A_s = \rho_h b = 0.35\% * 20 * 100 = 7 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Para el ancho de la placa determinaremos la distribución para acero longitudinal de 3/8”

$$S = \frac{0.71 * 2}{7} = 20.2 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$S_{\text{max}} = 40 \text{ cm}, S_{\text{max}} = 3t = 75 \text{ cm}$$

Por ello, asignaremos acero cada 20 cm de varilla de 3/8” para espaciamiento mínimo.

$$h_{inst} = \frac{0.71x2}{0.2x20} = 0.355\%$$

Para el cálculo de la cuantía vertical usaremos la siguiente expresión.

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{19.2}{10.6} \right) (0.00355 - 0.0025) = 0.28\% < \rho_h$$

Corresponde una separación de 25 cm para barras de 3/8", pero los requisitos por flexocompresión gobiernan la cuantía del refuerzo vertical. Por ello, la cuantía vertical no puede ser menor a la horizontal, entonces el espaciamiento será de 20 cm en dirección vertical.

Análisis de carga para el tercer nivel

En la siguiente Tabla 52, se presenta las fuerzas internas de análisis para el primer nivel.

Tabla 51. Análisis de carga de servicio y combinación de carga definidos en la norma E.020 y E.060

Tercer nivel					
Carga	PU (tn)	MuX (tn-m)	MuY (tn-m)	VuX (tn)	VuY (tn)
CM	170.93	-0.27	-65.02	-6.31	-0.02
CV	14.62	-0.05	-15.55	-1.60	0.01
SX	18.19	-0.27	-294.36	-34.38	-0.70
SY	0.33	-0.05	1247.79	137.88	0.01
Combinación de carga en XX					
1.4CM+1.7CV	264.16	-0.46	-117.46	-11.55	-0.01
1.25(CM+CV) +SX	250.13	-0.67	-395.07	-44.27	-0.71
1.25(CM+CV)-SX	213.75	-0.13	193.65	24.49	0.69
0.9CM+SX	172.03	-0.51	-352.88	-40.06	-0.72
0.9CM-SX	135.65	0.03	235.84	28.70	0.68
Combinación de carga en YY					
1.4CM+1.7CV	264.16	-0.46	-117.46	-11.55	-0.01
1.25(CM+CV) +SY	232.27	-0.45	1147.08	127.99	0.00
1.25(CM+CV)-SY	231.61	-0.35	-1348.50	-147.77	-0.02
0.9CM+SY	154.17	-0.29	1189.27	132.20	-0.01
0.9CM-SY	153.51	-0.19	-1306.31	-143.56	-0.03

El momento máximo de cargas de diseño es de 1348 tn-m para el cual estableceremos la cuantía requerida de acero para un núcleo confinado.

$$A_s = \frac{Mu}{F_y (0.9 L)} = \frac{1306}{0.9 * 4200 * 0.9 * 10.45} = 37.91 \text{ cm}^2$$

Por ello, estableceremos 4 varillas de 3/4" con 6 varillas de 5/8" para el núcleo confinado.

Análisis de carga para el quinto nivel

En la siguiente Tabla 52, se presenta las fuerzas internas de análisis para el primer nivel.

Tabla 52. Análisis de carga de servicio y combinación de carga definidos en la norma E.020 y E.060

Quinto nivel					
Carga	PU (tn)	MuX (tn-m)	MuY (tn-m)	VuX (tn)	VuY (tn)
CM	93.62	-0.27	-40.87	-6.98	-0.02
CV	9.32	-0.05	-9.84	-1.80	-0.01
SX	11.19	-0.27	-119.38	-22.31	-0.24
SY	0.20	-0.05	554.67	97.60	0.01

Combinación de carga en XX					
1.4CM+1.7CV	146.91	-0.46	-73.95	-12.83	-0.05
1.25(CM+CV) + SX	139.87	-0.67	-182.77	-33.29	-0.28
1.25(CM+CV)-SX	117.49	-0.13	55.99	11.34	0.20
0.9CM+SX	95.45	-0.51	-156.16	-28.59	-0.26
0.9CM-SX	73.07	0.03	82.60	16.03	0.22
Combinación de carga en YY					
1.4CM+1.7CV	146.91	-0.46	-73.95	-12.83	-0.05
1.25(CM+CV) +SY	128.88	-0.45	491.28	86.63	-0.03
1.25(CM+CV)-SY	128.48	-0.35	-618.06	-108.58	-0.05
0.9CM+SY	84.46	-0.29	517.89	91.32	-0.01
0.9CM-SY	84.06	-0.19	-591.45	-103.88	-0.03

El momento máximo de cargas de diseño es de 2164 tn-m para el cual estableceremos la cuantía requerida de acero para un núcleo confinado.

$$A_s = \frac{Mu}{F_y (0.9 L)} = \frac{618.06}{0.9 * 4200 * 0.9 * 10.45} = 17.38 \text{ cm}^2$$

Por ello, estableceremos 8 varillas de 5/8" para el núcleo confinado.

Análisis de carga para el séptimo nivel

En la siguiente Tabla 53, se presenta las fuerzas internas de análisis para el primer nivel.

Tabla 53. Análisis de carga de servicio y combinación de carga definidos en la norma E.020 y E.060

Séptimo nivel					
Carga	PU (tn)	MuX (tn-m)	MuY (tn-m)	VuX (tn)	VuY (tn)
CM	16.23	-0.27	-15.92	-6.18	-0.05
CV	2.64	-0.05	-3.72	-1.88	-0.01
SX	4.22	-0.27	-20.52	-5.39	0.41
SY	0.06	-0.05	106.74	37.15	0.04
Combinación de carga en XX					
1.4CM+1.7CV	27.21	-0.46	-28.61	-11.85	-0.09
1.25(CM+CV) +SX	27.81	-0.67	-45.07	-15.47	0.34
1.25(CM+CV)-SX	19.37	-0.13	-4.03	-4.69	-0.49
0.9CM+SX	18.83	-0.51	-34.85	-10.95	0.37
0.9CM-SX	10.39	0.03	6.19	-0.17	-0.46
Combinación de carga en YY					
1.4CM+1.7CV	27.21	-0.46	-28.61	-11.85	-0.09
1.25(CM+CV) +SY	23.65	-0.45	82.19	27.08	-0.04
1.25(CM+CV)-SY	23.53	-0.35	-131.29	-47.23	-0.12
0.9CM+SY	14.67	-0.29	92.41	31.59	-0.01
0.9CM-SY	14.55	-0.19	-121.07	-42.71	-0.09

El momento máximo de cargas de diseño es de 131.29 tn-m para el cual estableceremos la cuantía requerida de acero para un núcleo confinado.

$$A_s = \frac{Mu}{F_y (0.9 L)} = \frac{131.29}{0.9 * 4200 * 0.9 * 10.45} = 3.69 \text{ cm}^2$$

Por ello, estableceremos 4 varillas de 5/8" para el núcleo confinado, para los encuentros con vigas. A continuación, en la figura, se presenta la distribución de acero en el muro de corte de análisis.

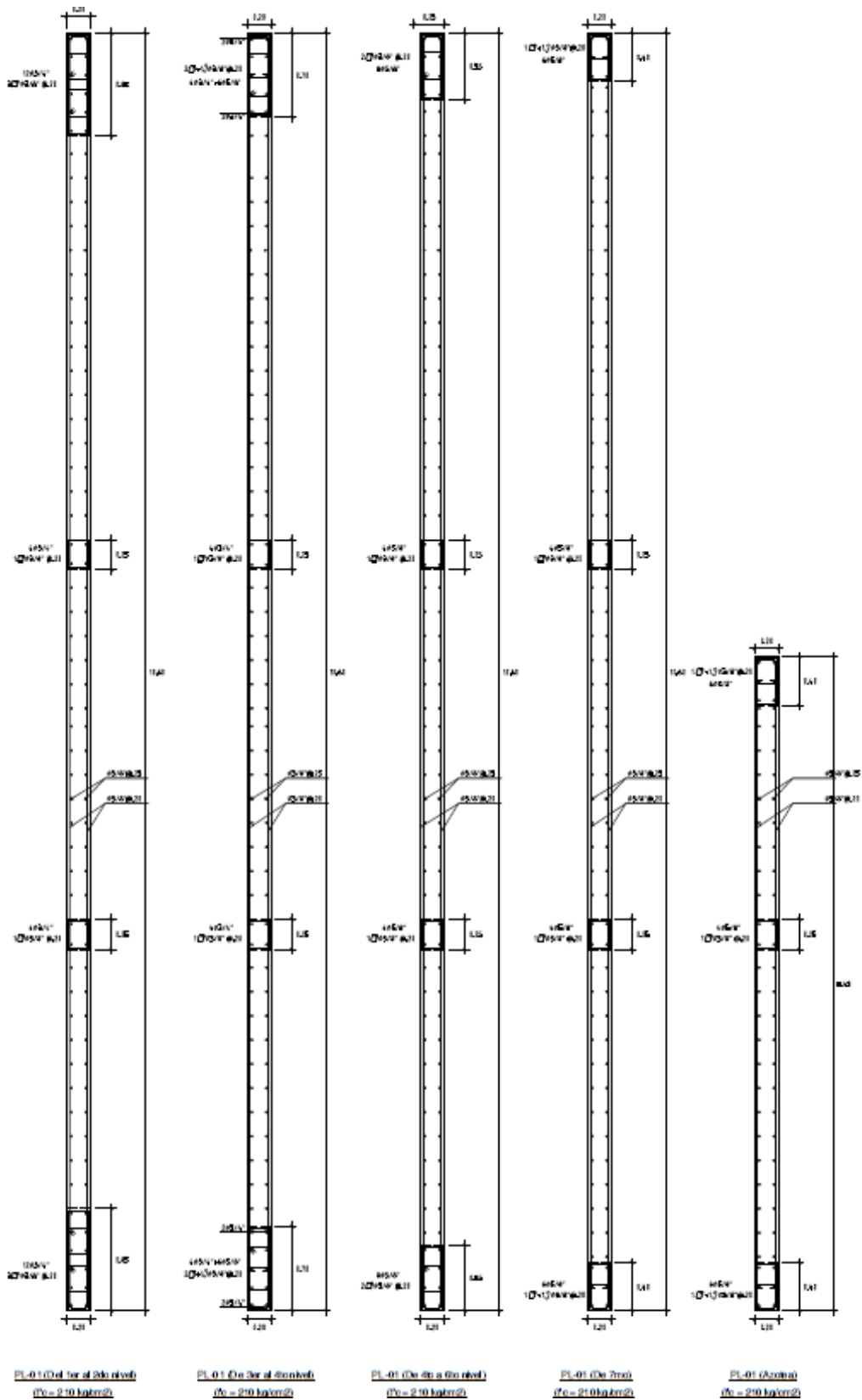


Figura 57. Esquema de distribución de acero longitudinal y transversal en la placa PL-01

5.6 Diseño de cimentación

Las cimentaciones son elementos que reciben cargas de gravedad y fuerzas laterales provenientes de los elementos verticales en la edificación, en su mayoría placas y columnas. Dichas fuerzas son transmitidas al terreno natural del proyecto, por medio de las propiedades mecánicas del suelo, determinadas en el estudio mecánica de suelos.

Según el informe preliminar del estudio de mecánica de suelos se determinó que el suelo es grava arenosa medianamente compacta, profundidad de cimentación de -1.50 m., capa freática a 2m de profundidad, peso específico del suelo es de 1.88 Kg/cm³ y la presión admisible del terreno es de 40 kg/cm². Por ello, se analizará si se implementarán los siguientes tipos de cimentación superficial: zapatas aisladas, zapatas combinadas, zapatas conectadas, cimientos corridos y plateas de cimentaciones.

5.6.1 Análisis estructural

Las cargas que se emplearán en el análisis de la estructura deberán ser en condición de servicio, dado que el cálculo del σ_{adm} se determina con un factor de seguridad en dichas condiciones. Además, las cargas de sismo deben seguir lo indicado en el artículo 15.2.5 de la norma, se debe reducir la incidencia de estas fuerzas en un 80%, ya que las solicitaciones están amplificadas por medio de coeficiente de la norma E.030 (2018).

5.6.2 Predimensionamiento de zapatas

Según el estudio de mecánica de suelos, se obtiene el esquema de cimentación para los elementos verticales que lleguen a interactuar con el terreno natural. Sin embargo, para fines de comprobación se desarrolla un dimensionamiento por medio de la presión admisible del terreno. La norma E.060 (2009) plantea que las dimensiones de las zapatas deben ser adecuadas para resistir las cargas de fuerza axial y momento de servicio obtenidos del análisis de la estructura. Para tal fin se plantea un área tentativa para el requerimiento de carga en servicio.

$$\text{Área requerida} = \frac{1.05 * (P_{cm} + P_{cv})}{adm}$$

$$\text{Área requerida} = \frac{1.05 * (P_{cm} + P_{cv}) + P_{cs}}{1.3 * adm}$$

Donde P_{cm} y P_{cv} son las cargas de servicio y σ_{adm} es la capacidad admisible del suelo, se tomará en cuenta la influencia del peso del suelo y la zapata como el 5% de la carga de servicio y para efectos de sismo se amplifica el σ_{adm} en un 30% según el artículo 15.2.4 de la norma.

Después de obtener el área requerida, se procederá a determinar las longitudes de volado en los extremos en las zapatas, para el caso de zapatas aisladas se considerará volados iguales en las direcciones XX e YY, porque generalmente las zapatas aisladas reciben mayor esfuerzo ante cargas de gravedad.

El esfuerzo se determinará por medio del bloque de presiones, superposición de efecto de carga axial y momento flector.

$$\sigma = \frac{R}{A} \pm \frac{6 * M_{xx}}{L_x * L_y^2} \pm \frac{6 * M_{yy}}{L_x^2 * L_y}$$

Para el diseño se debe evitar que el esfuerzo admisible sea menor al esfuerzo actuante y que la zapata no reciba esfuerzo por tracción según la norma E.060. De no cumplir alguna de las recomendaciones se debe realizar una distribución de momentos por distribución triangular según G.G. Meyerhof indicada en la Figura 58.

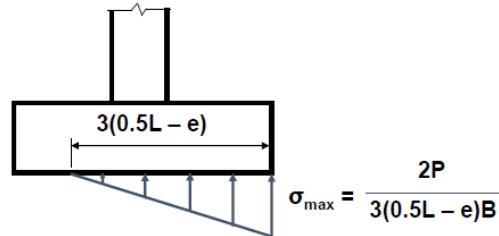


Figura 58. Distribución de esfuerzos según Meyerhof (Harmsen T., 2002)

Para tal cálculo se debe seguir las siguientes expresiones para el esfuerzo actuante en la base para cada dirección de análisis.

$$\sigma_{xx} = \frac{2R}{3Ly\left(\frac{Lx}{2} - \frac{M_{xx}}{P}\right)}$$

$$\sigma_{yy} = \frac{2R}{3Lx\left(\frac{Ly}{2} - \frac{M_{yy}}{P}\right)}$$

Finalmente, para obtener la reacción amplificada del suelo en condiciones última de servicio, se considerará el esfuerzo máximo obtenido para el predimensionamiento, amplificado por 1.6 para cargas de gravedad y 1.25 para cargas de sismo

5.6.3 Verificación del corte por punzonamiento

La reacción de la cimentación con la zapata produce fuerzas cortantes que interactúan directamente a los puntos ubicados a “d” de la cara del elemento de análisis, según la Figura 59.

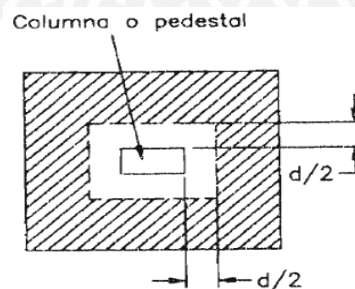


Figura 59. Área crítica de falla por punzonamiento (Harmsen T., 2002)

La resistencia requerida se da por medio de la siguiente expresión

$$u = \max * FA$$

$$Vu = u(At - Ao), \quad Ao = (Dx + d) * (Dy + d)$$

Donde Ao es el área encerrada de la sección de análisis.

Determinamos la resistencia del concreto, que debe ser el menor de los tres valores siguientes:

$$b_o = 2 * (D_x + D_y + 2 * d)$$

$$V_c = 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$V_c = 0.27 * \left(\frac{s * d}{b_o} + 2\right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$V_c = 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

Donde se debe cumplir la resistencia de la corte asumida en su totalidad por el concreto. Es decir, $\phi V_c > V_u$, si no llegara a cumplirse se debe aumentar el peralte asumido.

5.6.4 Verificación del corte

Se debe analizar la sección crítica donde el volado de la cimentación podría llegar a fallar, que sería a “d” de la cara del elemento de análisis, según la Figura 60.

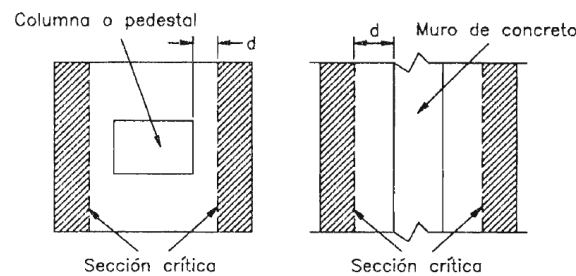


Figura 60. Área crítica de falla por cortante por flexión (Harmsen T., 2002)

Donde la resistencia requerida se calcula para cada dirección de análisis en XX e YY

$$V_{u_{xx}} = u * L_y * (L_{vx} - d)$$

$$V_{u_{yy}} = u * L_x * (L_{vy} - d)$$

Y la resistencia del concreto por medio de la siguiente expresión

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

Para cada dirección de análisis se debe verificar que $\phi V_c > V_u$

5.6.5 Diseño por flexión

Se considera a las cimentaciones como volados en sus extremos para el elemento de análisis; por ello, se presentarán efectos tracción en la base que deben ser recibidos por un acero de refuerzo en ambas direcciones XX e YY.

La sección se evalúa a la cara del elemento de análisis, según la Figura 61.

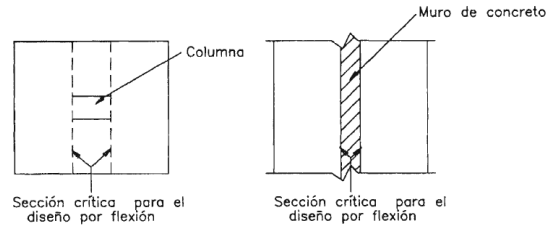


Figura 61. Área crítica de falla por flexión (Harmsen T., 2002)

La resistencia requerida se calcula para cada dirección de análisis XX e YY

$$M_{uxx} = u * L_{vx}^2 * \frac{L_y}{2}$$

$$M_{uyy} = u * L_{vy}^2 * \frac{L_x}{2}$$

Para determinar el acero de refuerzo se usará la tabla de cuantía de acero por diseño por resistencia del libro del ingeniero Ottazzi. Tabla 10.3 para la resistencia del concreto de $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$.

5.6.6 Ejemplo de diseño de zapata asilada

Diseño de zapata aislada de columna C-01

En la Tabla 54, se determina las dimensiones de la columna que será parte del núcleo de presiones de la zapata a diseñar.

Tabla 54. Dimensiones de la columna.

Columna	L (m)	B (m)
C-01	0.5	1.00

Del análisis estructural determinamos las cargas actuantes en la columna C-01, las cuales deben estar en condición de servicio. La columna se ubica en la intersección de los ejes K/4, el ejemplo de diseño será para la columna de mayor área de influencia, Figura 62.

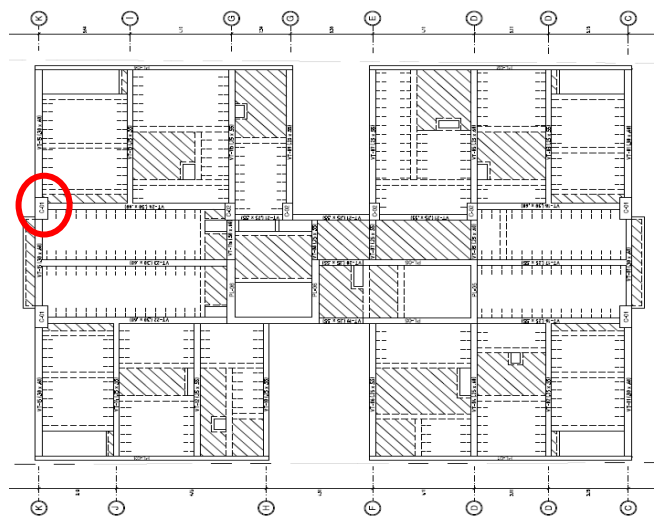


Figura 62. Ubicación de la columna para el diseño de zapata aislada

A continuación, se detalla en la Tabla 55 las cargas presentes en la base de la columna C-01.

Tabla 55. Cargas en servicio para la base de la columna en primer nivel.

C-01			
Carga	P(tn)	Mxx(tn)	Myy(tn)
CM	175.09	1.34	4.34
CV	32.91	0.28	1.05
SX/1.25	42.02	32.38	-0.17
SY/1.25	7.36	-6.56	1.75

Dimensionamiento por presión admisible.

Determinamos el área de la zapata requerida por la capacidad de esfuerzo admisible del suelo que se obtuvo del estudio de mecánica de suelos de 4 kg/cm^2 . Consideramos que el peso de la zapata es del 5% de la carga de servicio recibida.

$$\text{Área requerida} = \frac{1.05 * (175.09 + 32.91)}{40} = 5.46 \text{ m}^2$$

$$\text{Área requerida} = \frac{1.05 * (210.51 + 41.30) + 42.02 + 7.36}{40 * 1.3} = 5.94 \text{ m}^2$$

Se requiere un área mínima de 5.94 m^2 , para lo cual debemos considerar volados de 1.0 m en cada dirección de análisis para evitar problemas con la excentricidad. Las dimensiones de la zapata serían $2.5 \times 3.0 \text{ m}$, con área de 7.5 m^2 .

Analizaremos los esfuerzos en las esquinas por la acción de momentos considerando un peralte de 0.7m.

$$\text{Peso de zapata} = 7.5 * 0.7 * 2.4 = 12.6 \text{ tn}$$

$$\text{Peso de suelo sobre los volados} = 1.88 * (7.5 - 0.5 * 1.0) * (1.5 - 0.7) = 10.53 \text{ tn}$$

$$\text{Peso total} = 23.13 \text{ tn}$$

El peso total será evaluado para 3 condiciones de carga

Caso 1: Bajo solo cargas de gravedad

$$R = 23.13 + 175.09 + 32.91 = 231.13 \text{ tn}$$

$$M_{xx} = 4.34 + 1.05 = 5.39 \text{ tn} - \text{m}$$

$$M_{yy} = 1.34 + 0.28 = 1.62 \text{ tn} - \text{m}$$

$$\sigma = \frac{231.13}{7.5} \pm \frac{6 * 5.39}{2.5^2 * 3} \pm \frac{6 * 1.62}{3^2 * 2.5} = 30.81 \pm 1.72 \pm 0.43 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{max} = 32.98 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \quad \sigma_{adm} = 40 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \quad \sigma_{min} = 28.66 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} > 0$$

Caso 2: Cargas de gravedad + sismo XX

$$R = 23.13 + 175.09 + 32.91 + 42.02 = 273.15 \text{ tn}$$

$$M_{xx} = 4.34 + 1.05 - 0.17 = 5.22 \text{ tn} - \text{m}$$

$$M_{yy} = 1.34 + 0.28 - 32.38 = -30.76 \text{ tn} - m$$

$$\sigma = \frac{231.66}{7.5} \pm \frac{6 * 5.22}{2.5^2 * 3} \pm \frac{6 * 30.76}{3^2 * 2.5} = 36.42 \pm 1.67 \pm 9.06 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{max} = 47.2 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \quad \sigma_{adm} = 52 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \quad \sigma_{min} = 25.7 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} > 0$$

Caso 3: Cargas de gravedad + sismo YY

$$R = 23.13 + 175.09 + 32.91 + 7.36 = 238.49 \text{ tn}$$

$$M_{xx} = 4.34 + 1.05 + 1.75 = 7.14 \text{ tn} - m$$

$$M_{yy} = 1.34 + 0.28 - 6.56 = -4.94 \text{ tn} - m$$

$$\sigma = \frac{231.13}{7.5} \pm \frac{6 * 5.22}{2.5^2 * 3} \pm \frac{6 * 30.76}{3^2 * 2.5} = 31.79 \pm 2.28 \pm 1.31 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{max} = 35.41 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \quad \sigma_{adm} = 52 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \quad \sigma_{min} = 28.20 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} > 0$$

Se observa que se cumple con los 3 casos de límites de presión admisible y de presión mínima, por lo tanto, las dimensiones usadas son suficientes.

Verificación del corte por punzonamiento

La reacción amplificada para el diseño para carga última admisible se obtiene por la aplicación de 1.25 para efectos de sismo y 1.6 efecto de cargas de gravedad al máximo esfuerzo resultante.

$$\sigma_u = 47.16 * 1.25 = 58.95 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

Determinamos el peralte efectivo como el peralte asumido menos el recubrimiento que sería de 0.60m.

$$A_o = (D_x + d) * (D_y + d) = (0.5 + 0.6) * (1 + 0.6) = 1.76 \text{ m}^2$$

$$V_u = u * (A_{total} - A_o) = 58.95 * (7.5 - 1.76) = 338.4 \text{ tn}$$

Determinamos el ϕV_c de resistencia de diseño para la sección de punzonamiento.

$$b_o = 2 * (D_x + D_y + 2 * d) = 2 * (0.5 + 1.0 + 0.6 * 2) = 5.4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \sqrt{f'c} * b_o * d = 0.85 * 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\frac{1.2}{0.5}}\right) * \sqrt{210} * 580 * 60 \\ &= 507.08 \text{ tn} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0.27 * \left(\frac{s * d}{b_o} + 2\right) * \sqrt{f'c} * b_o * d = 0.85 * 0.27 * \left(\frac{30 * 60}{580} + 2\right) * \sqrt{210} * 580 * 60 \\ &= 1394.48 \text{ tn} \end{aligned}$$

$$V_c = 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 580 * 60 = 516.47 \text{ tn}$$

Considerando $\phi V_c = 431.02 \text{ tn}$, cumple el diseño $\phi V_c > V_u$

Verificación por corte por flexión

Analizamos la resistencia requerida y la resistencia suministrada por el concreto en cada dirección de análisis.

Para XX

$$Vu = u * Ly * (Lvx - d) = 58.95 * 3 * (1 - 0.60) = 70.74 \text{ tn}$$

$$\phi Vc = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * Lx * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 300 * 60 = 117.51 \text{ tn}$$

Para YY

$$Vu = u * Ly * (Lvx - d) = 58.95 * 2.5 * (1 - 0.60) = 53.95 \text{ tn}$$

$$\phi Vc = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * Lx * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 250 * 60 = 97.93 \text{ tn}$$

Cumple el diseño $\phi Vc > Vu$

Diseño por flexión

En la Tabla 56, calculamos las resistencias requeridas para flexión Mu en cada dirección de análisis.

Para dirección XX

$$Mu = u * Lvx^2 * \frac{Ly}{2} = 58.95 * 1^2 * \frac{2.5}{2} = 73.69 \text{ tn} - m$$

Para dirección YY

$$Mu = u * Lvy^2 * \frac{Lx}{2} = 58.95 * 1^2 * \frac{3.40}{2} = 88.42 \text{ tn} - m$$

Tabla 56. Diseño por flexión de la zapata por cuantía de acero

	Dirección XX	Dirección YY
b (cm)	250	300
h (cm)	70	70
d (cm)	60	60
Mu (tn-m)	73.69	88.42
Ku (un)	8.19	8.19
ρ	0.28	0.28
As (cm2)	33.36	36.87
As min (cm2)	31.5	37.8

La cuantía la obtenemos de la tabla 10.2 de diseño en flexión para concreto de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (Ottazzi, 2018)

En la Figura 63, el armado propuesto será de barras de 3/4" para el acero en ambas longitudes el espaciamiento a un espaciamiento de 0.2 m, dicha distribución es mayor al As necesario.

$$S_{min} = \frac{2.84}{12.6} = 0.225 \text{ cm}$$

$$As_{inst. x 1ml} = \frac{2.84}{0.2} = 14.2 > As_{min} = 12.6 \text{ cm}^2/m$$

$As_{inst. XX} = 12 * 2.84 = 34.08cm^2 > As_{req.}$

$As_{inst. YY} = 14 * 2.84 = 39.76cm^2 > As_{req.}$

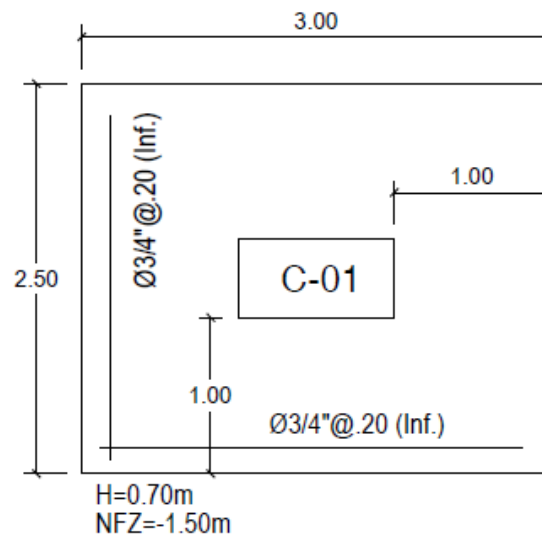


Figura 63. Esquema de armado de acero en la zapata

5.6.7 Ejemplo de diseño de zapata combinada

Diseño de zapata combinada para columnas tipo C-02 y placas PL-05 – 06.

En la Tabla 57, se determina las dimensiones de los elementos que será parte del núcleo de presiones de la zapata a diseñar.

Tabla 57. Dimensiones de elementos que conformarán la zapata continua.

Elemento	L (m)	B (m)
C-02	0.8	0.4
PL-05	3.6+2.9x2	0.25
PL-06	3+3.75x2	0.30

Del análisis estructural determinamos las cargas actuantes en los elementos C-02-1-2-3-4, PL-05-1-2-3, PL-07-1-2-3, la cual estará dividida por 3 tramos, las cuales deben estar en condición de servicio, Figura 64, y se realiza el esquema de centro de masa en la Figura 65.

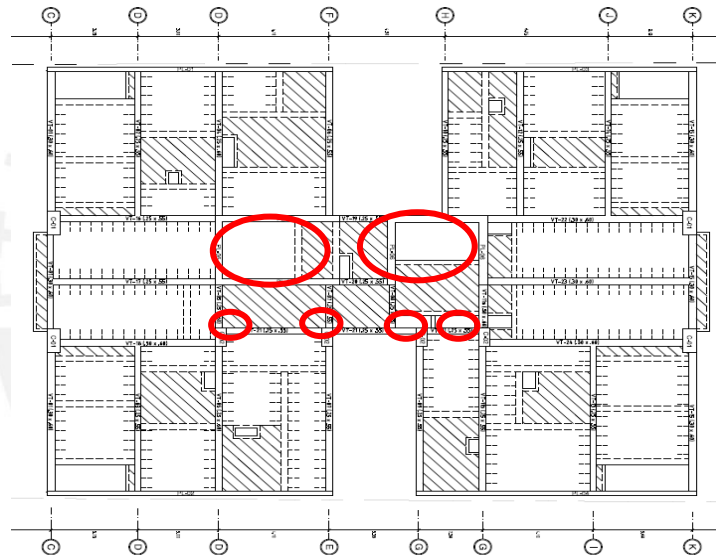


Figura 64. Ubicación de elementos para el diseño de zapata aislada

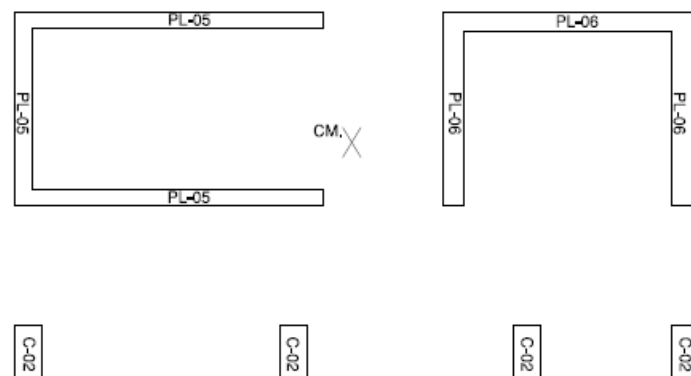


Figura 65. Centroide geométrico de la zapata combinada

En la Tabla 58, se determinó el centro de masa compuesto por las placas y columnas que conformarán la zapata combina, el fin es determinar la resultante de fuerzas por efecto de excentricidad con respecto al centroide de la figura compuesta, en las Tabla 59 y Tabla 60.

Tabla 58. Distancia del centroide con respecto a la figura compuesta la zapata

Elemento	X (m)	Y (m)
C2-1	3.145	4.827
C2-2	3.145	0.867
C2-3	3.145	-2.623
C2-4	3.145	-4.973
P5 -01	-0.958	-3.223
P5 -02	-0.505	3.177

Tabla 59. Cargas actuantes en el centroide de las columnas tipo C2

Carga	C2-1			C2-2			C2-3			C2-4		
	P(tn)	Mxx(tn)	Myy(tn)	P(tn)	Mxx(tn)	Myy(tn)	P(tn)	Mxx(tn)	Myy(tn)	P(tn)	Mxx(tn)	Myy(tn)
CM	129.49	0.36	-3.32	109.29	0.20	-1.57	-89.50	0.05	-0.91	126.32	0.34	-2.31
CV	24.60	0.08	-0.73	17.30	0.03	-0.25	-12.77	0.01	-0.10	21.59	0.07	-0.45
SX	131.71	0.28	19.39	58.75	0.32	16.74	-65.69	0.20	15.30	185.95	0.42	22.20
SY	-22.21	0.82	2.35	-2.29	1.31	0.75	-4.69	1.39	0.34	24.96	0.86	1.54

Tabla 60. Cargas actuantes en el centroide de las placas P-05 y P-06

Carga	PL-05			PL06		
	P(tn)	Mxx(tn)	Myy(tn)	P(tn)	Mxx(tn)	Myy(tn)
CM	410.07	-49.06	-112.86	483.78	3.93	-127.75
CV	55.70	-9.22	-21.40	79.80	3.60	-24.17
SX	-286.84	-51.47	1531.45	-167.18	-27.51	1553.34
SY	90.28	-485.89	53.38	-95.18	-667.72	190.09

En base a la Tabla 61, se realiza el análisis de un área regular de 8.5x12.0 m para comenzar a iterar la acción de fuerzas de los elementos en la zapata combinada. Finalmente analizaremos los esfuerzos en las esquinas por la acción de momentos considerando un peralte de 0.7m.

Tabla 61. Cargas finales actuantes en el centroide la zapata combinada

Carga	P(tn)	Mxx(tn)	Myy(tn)
CM	1169.4	498.1	-19.1
CV	186.2	128.5	18.8
SX/1.25	-114.6	200.4	3595.8
SY/1.25	-7.3	-1570.9	157.4

$$\text{Peso de zapata} = 102 * 0.7 * 2.4 = 171.36 \text{ tn}$$

$$\text{Peso de suelo sobre los volados} = (102 - 14.91) * 0.7 * 1.88 = 114.61 \text{ tn}$$

$$\text{Peso total} = 285.97 \text{ tn}$$

El peso total será evaluará para 3 condiciones de carga

Caso 1: Bajo solo cargas de gravedad

$$R = 1169.4 + 186.2 + 285.97 = 1641.63 \text{ tn}$$

$$M_{xx} = 498.1 + 128.5 = 626.6 \text{ tn} - m$$

$$M_{yy} = -19.1 + 18.8 = -0.3 \text{ tn} - m$$

$$\sigma = \frac{1641.63}{102} \pm \frac{6 * 626.6}{12^2 * 8.5} \pm \frac{6 * 0.3}{8.5^2 * 12} = 16.09 \pm 3.07 \pm 0.001 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{max} = 19.17 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \quad \sigma_{adm} = 40 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \quad \sigma_{min} = 13.02 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} > 0$$

Caso 2: Cargas de gravedad + sismo XX

$$R = 1169.4 + 186.2 + 285.97 - 114.63 = 1526.9 \text{ tn}$$

$$M_{xx} = 498.1 + 128.5 + 200.4 = 827 \text{ tn} - m$$

$$M_{yy} = -19.1 + 18.8 + 3595.8 = 3595.5 \text{ tn} - m$$

$$\sigma = \frac{1641}{102} \pm \frac{6 * 626.6}{12^2 * 8.5} \pm \frac{6 * 3595.5}{8.5^2 * 12} = 14.97 \pm 4.05 \pm 24.88 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{max} = 43.91 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \quad \sigma_{adm} = 52 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \quad \sigma_{min} = -5.86 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} < 0$$

En el caso 2, se evidencia que una combinación de esfuerzos de presión sobre la cimentación, la resultante de presiones es negativa, lo que significaría que la estructura recibiría esfuerzos de tracción, efecto por el cual no está diseñada. Por ello, se planteará una redistribución de esfuerzo por el método Meyerhof.

$$\sigma_{xx} = \frac{2 * 1526.9}{3 * 12 \left(\frac{8.5}{2} - \frac{827}{1641.63} \right)} = 23.67 > 0$$

$$\sigma_{yy} = \frac{2 * 1526.9}{3 * 8.5 \left(\frac{12}{2} - \frac{3595.5}{1641.6} \right)} = 32.84 > 0$$

Para ambas direcciones de análisis cumple con un esfuerzo en la base menor a la presión admisible del suelo y mayor a cero, posteriormente. Se comprueba que la excentricidad no sea mayor a la tercera parte de las dimensiones de dirección de análisis de la cimentación.

$$\frac{827}{1641.63} < \frac{8.5}{3}, \frac{3595.5}{1641.6} < \frac{12}{3}$$

Ambas expresiones confirman que la excentricidad permanece en el núcleo de presión de la cimentación.

Caso 3: Cargas de gravedad + sismo YY

$$R = 1169.4 + 186.2 + 285.97 - 7.30 = 1634.32 \text{ tn}$$

$$M_{xx} = 498.1 + 128.5 - 1570.9 = -944.3 \text{ tn} - m$$

$$M_{yy} = -19.1 + 18.81 + 157.41 = 157.21 \text{ tn} - \text{m}$$

$$\sigma = \frac{1634.32}{102} \pm \frac{6 * 944.3}{12^2 * 8.5} \pm \frac{6 * 157.21}{8.5^2 * 12} = 16.02 \pm 4.63 \pm 1.08 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{max} = 21.74 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \quad \sigma_{adm} = 52 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \quad \sigma_{min} = 10.30 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} > 0$$

Se observa que se cumple con los 3 casos de límites de presión admisible y de presión mínima, por lo tanto, las dimensiones usadas son suficientes.

Verificación del corte por punzonamiento

La reacción amplificada para el diseño para carga última admisible se obtiene por la aplicación de 1.25 para efectos de sismo y 1.6 efecto de cargas de gravedad al máximo esfuerzo resultante.

$$\sigma_u = 44.19 * 1.25 = 55.24 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

En la Tabla 62, se determina el peralte efectivo como el peralte asumido menos el recubrimiento que sería de 0.60m.

Tabla 62. Resumen de perímetro y área de elementos combinados en la zapata

Elemento	Bo (m)	Ao (m ²)
C2-1	4.8	1.4
C2-2	4.8	1.4
C2-3	4.8	1.4
C2-4	4.8	1.4
P5 -01	17.4	18.2
P6 -01	15.6	15.05

$$V_u \text{ C2 max} = 32.5 \text{ tn}$$

$$V_u \text{ P5 max} = 18.4 \text{ tn}$$

$$V_u \text{ P6 max} = 16.2 \text{ tn}$$

Determinamos el ϕV_c de resistencia de diseño en cada elemento de la zapata combinada

$$V_c \text{ C2 max} = 206.2 \text{ tn}$$

$$V_c \text{ P5 max} = 85.78$$

$$V_c \text{ P6 max} = 91.07$$

Se cumple el diseño $\phi V_c > V_u$

Verificación por corte

Analizamos la resistencia requerida y la resistencia suministrada por el concreto en cada dirección de análisis. La V_u de diseño la determinamos por un análisis de elementos finitos, Figura 66 y Figura 67 para una losa con las condiciones de contorno similares a la cimentación planeada, de esta forma determinamos el V_u a "d" de la cara del elemento más cargado.

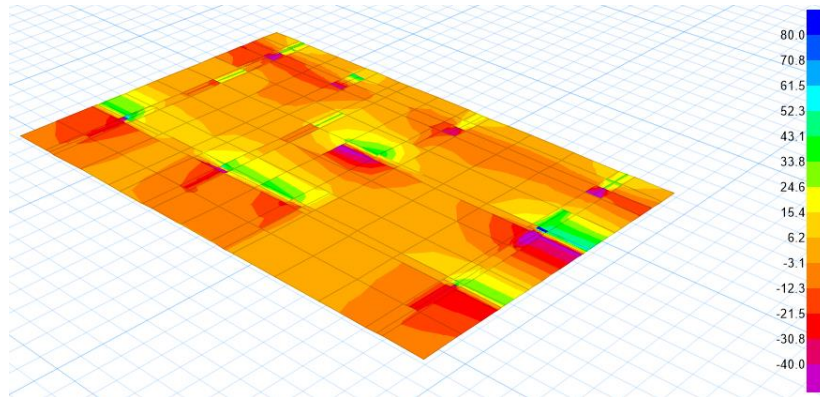


Figura 66. Diagrama de fuerzas cortantes en la dirección XX

$$V_{u_{xx}} = 28.45$$

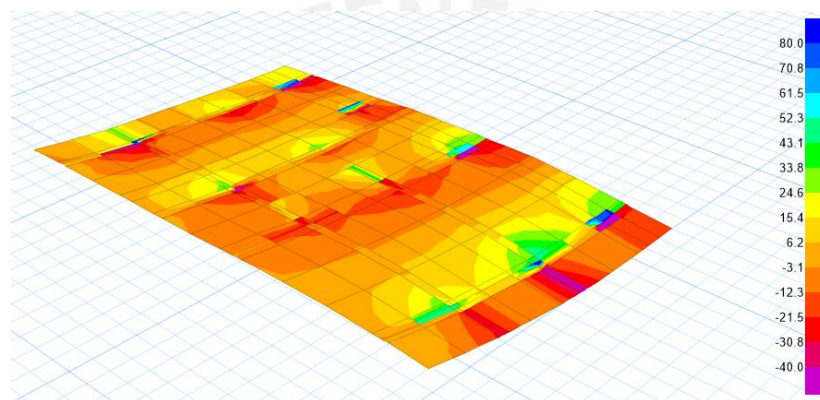


Figura 67. Diagrama de fuerzas cortantes en la dirección YY

$$V_{u_{yy}} = 37.98$$

Determinamos la resistencia del concreto para un metro de longitud.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * 100 * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 70 = 39.17 \text{ tn}$$

Cumple el diseño $\phi V_c > V_u$

Diseño por flexión

Calculamos las resistencias requeridas para flexión M_u en cada dirección de análisis, Figura 68 y Figura 69.

Igualmente determinamos los momentos últimos a “d” de la cara de los elementos estructurales, por medio de un análisis de elementos finitos.

Para dirección XX

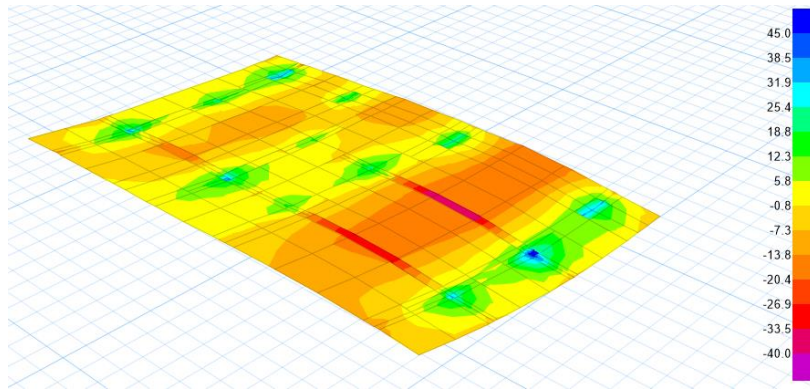


Figura 68. Diagrama de momento flector en la dirección XX

$$M^-_{uxx} = -13.06 \text{ tn-m}$$

$$M^+_{uxx} = 36.53 \text{ tn-m}$$

Para dirección YY

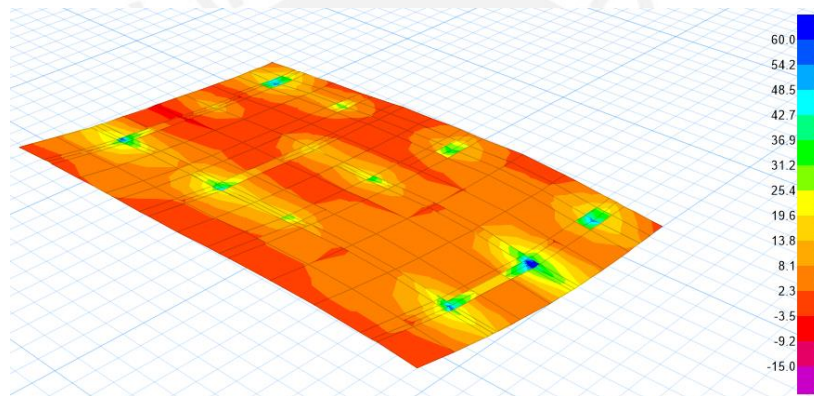


Figura 69. Diagrama de momento flector en la dirección YY

$$M^-_{uyy} = -27.8 \text{ tn-m}$$

$$M^+_{uyy} = 41.66 \text{ tn-m}$$

Tabla 63. Resumen de diseño por flexión por metro cuadrado por cuantía de acero

	Dirección XX-	Dirección XX+	Dirección YY-	Dirección YY+
b (cm)	850	850	1200	1200
h (cm)	70	70	70	70
d (cm)	60	60	60	60
Mu (tn-m)	36.53	13.06	41.66	27.8
Ku (un)	1.19	0.43	0.96	0.64
ρ	0.03	0.01	0.02	0.01
As (cm²)	16.24	5.8	18.52	12.36
As min (cm²)	12.6	8.4	12.6	8.4
S calculado	0.314	0.338	0.275	0.23

En base a los resultados de la Tabla 63, el armado será de barras de 1" para el acero en ambas longitudes el espaciamiento estará dado por As. Y barras de 3/4" para la parte superior de la cimentación, Figura 70.

$$S_{inf} = \frac{5.1}{16.24} * 10 = 31.4, \text{ por tal razón se instalara cada } 25 \text{ cm.}$$

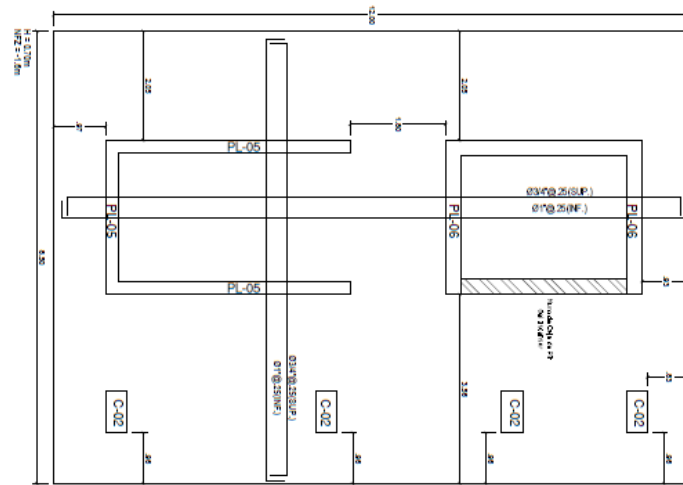


Figura 70. Esquema de distribución de acero en la zapata combinada

5.6.8 Ejemplo de diseño de viga de cimentación

Las cimentaciones adyacentes a la zapata combinada requerirán vigas de conexión, las que brindarán soporte a las fuerzas de corte y momento producto de la excentricidad de la carga resultante.

Las vigas VC-01 serán modeladas en el interior de los elementos verticales como placas y columnas. En el caso de análisis será la columna tipo C-01 y PL-01. Entre los ejes C/1-4, Figura 71

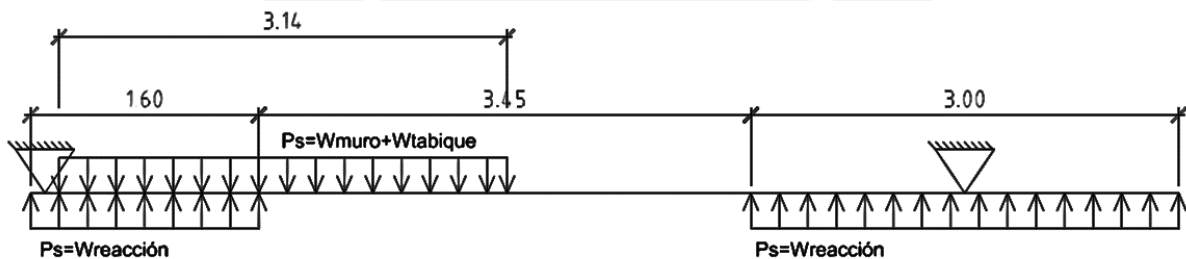


Figura 71. Esquema de viga de cimentación

Diseño por flexión

Se obtuvo las cargas de $M_u = -38.34 \text{ tn} \cdot \text{m}$ y $M_u = +11.42 \text{ t} \cdot \text{m}$ del diagrama de momentos, Figura 72, producido por la interacción entre la placa y la columna. Y en la Tabla 64 los resultados de análisis diseño por flexión.

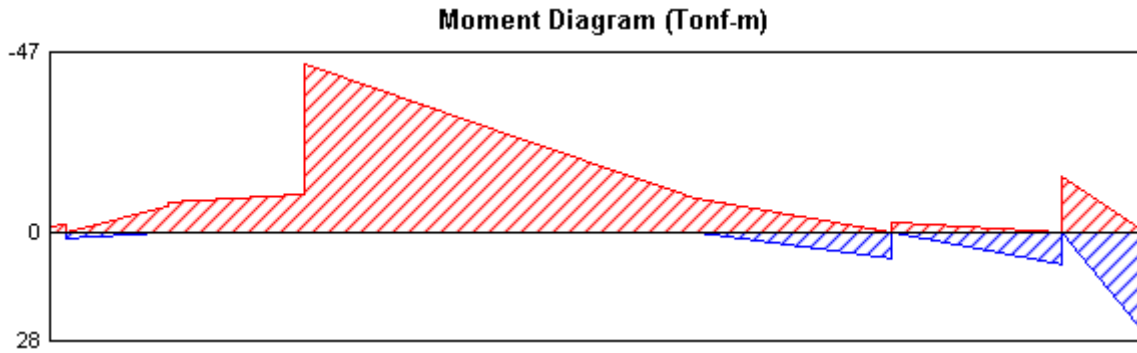


Figura 72. Diagrama de momento flector en viga de cimentación

Tabla 64. Diseño por resistencia de la losa maciza para momentos positivos y negativos

Mu (ton*m)	d (cm)	As min (cm ²)	Asb (cm ²)	As max (cm ²)	a (cm)	As (cm ²)	As instalado (cm ²)	Mn instalado (ton*m)
38.34	52.0	4.99	44.2	33.15	13.13	22.32	25.04	43.64
11.42	52.0	4.99	44.2	33.15	3.54	6.01	12	22.31

Acero de refuerzo

En la Tabla 65, se detalla el acero de refuerzo en cada sección de la viga de ejemplo de diseño VC-01.

Tabla 65. Acero de refuerzo distribuido en cada tramo de la viga VC-02

Luz (m)	Acero distribuido
3.45	10 varillas de ϕ 5/8" corrida y 4 varillas de ϕ 3/4" corrida.
3.45	2 varillas de ϕ 3/4" bastones

En conclusión, se asignará 4 varillas corridas de ϕ 5/8" y ϕ 3/4" en refuerzo superior de mayor momento y 2 bastones de ϕ 3/4" como acero de refuerzo; en refuerzo inferior se asignará 4 varillas corridas de ϕ 5/8", se seguirá la recomendación de la tabla de anclajes del libro de Concreto Armado (Ottazzi, 2018).

Diseño de la cortante

Se obtuvo las cargas, Figura 73, de $V_u = 15.65$ tn -m y $V_u = +12.65$ t-m del diagrama de fuerza cortante a "d" de la cara, producido por la interacción entre la placa y la columna

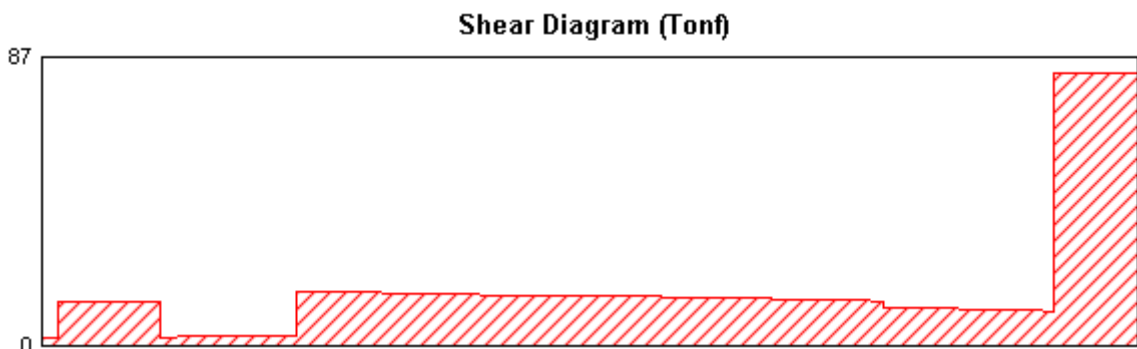


Figura 73. Diagrama de fuerza cortante en viga de cimentación

Tabla 66. Diseño de la cortante en la viga VT-04 y VT-05

Luz (m)	Vu (tn)	Vmax (tn)	ϕV_c (ton)	Vs (ton)	s (cm)
3.45	15.65	86.47	14.10	0	0
3.45	12.65	86.47	14.10	0	0

Como se puede apreciar en el diseño de la resistencia de la cortante, en la Tabla 66 para la sección de la viga VC-01 es suficiente la resistencia del concreto para la cortante ultima; sin embargo, se coloca estribos mínimos, 2 estribo de 3/8 @ 0.05 m y resto @ 0.25m, Figura 74.

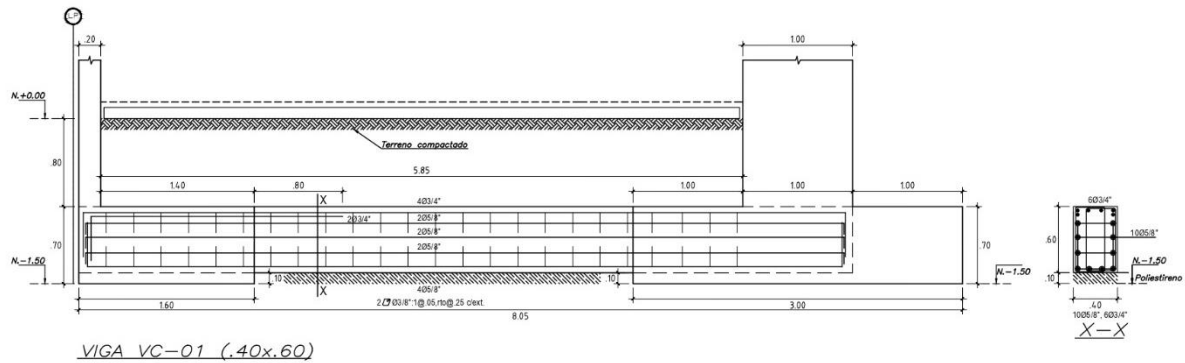


Figura 74. Esquema de distribución de acero en la viga de cimentación

A continuación, en la Figura 76, se presenta el diseño de la cimentación de la edificación, la cual estará compuesta por medio de zapatas aisladas, combinadas en conjunto conformando una cimentación conectada por medio de vigas de cimentación.

En la Figura 75, se presenta el detalle del sobre cimiento corrido, en los sectores donde nace muros divisorios en la primera planta de estacionamiento.

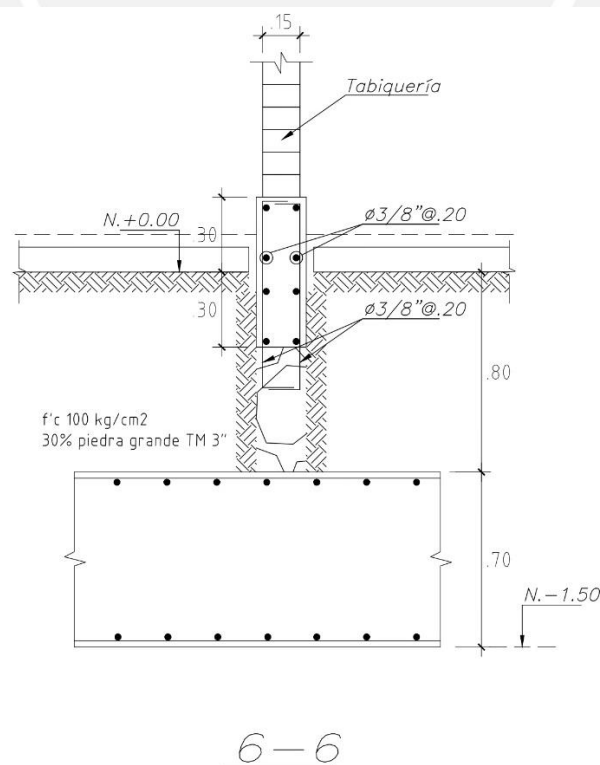


Figura 75. Esquema de distribución de acero en la viga de cimentación

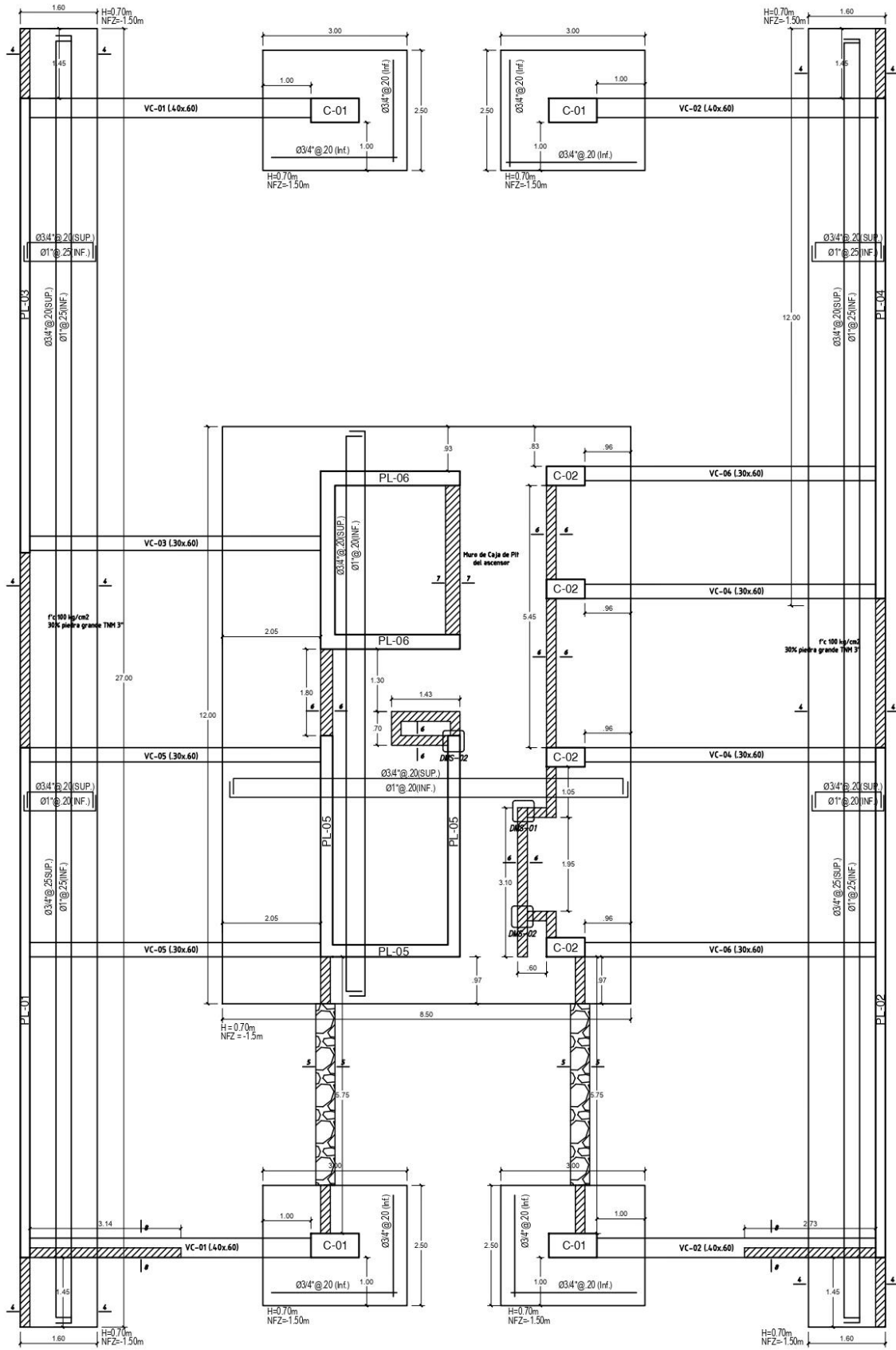


Figura 76. Esquema cimentación de la edificación

CAPÍTULO 6: DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Se considera elementos no estructurales a aquellas estructuras que al interactuar con el sistema estructural de la edificación no aportan rigidez significativa a la infraestructura en general, una de las principales acciones frente a la edificación es aportar masa y contribuir con en la funcionalidad del mismo. Entre estos elementos se consideran a las vigas chatas, tabiques, parapetos e instalaciones en general.

6.1 Diseño de vigas chatas

6.1.1 Descripción

La instalación de vigas chatas se debe a la presencia de ductos para instalaciones sanitarias y eléctricas, y para brindar soporte a muros de tabiquería en la misma dirección de instalación, según, Ángel San Bartolomé (1999), se colocan vigas chatas en las zonas donde se produzca la discontinuidad del aligerado, por la presencia de ductos, instalaciones sanitarias, chimeneas, como en la Figura 77. Además, es conveniente rodear la discontinuidad con vigas chatas o doble vigueta.

Para el dimensionamiento de las vigas se ha analizado la tabiquería que soportan y que soportan parte de tramos de losa. Por ello, se ha considerado una sección de 25cm x 20cm, con un peralte similar al espesor de la losa, para evitar discontinuidad.

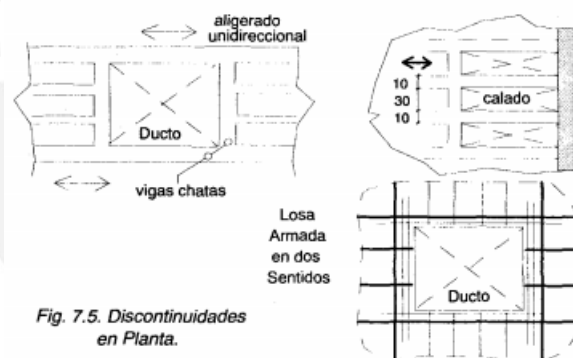


Fig. 7.5. Discontinuidades en Planta.

Figura 77. Discontinuidades en planta y diseño con vigas chatas (Ángel San Bartolomé, 1999)

6.1.2 Ejemplo de diseño de vigas chatas

Se analizará una viga chata que soporta cargas de tabiquería en la misma dirección y cargas puntuales producto de tabiques cruzados.

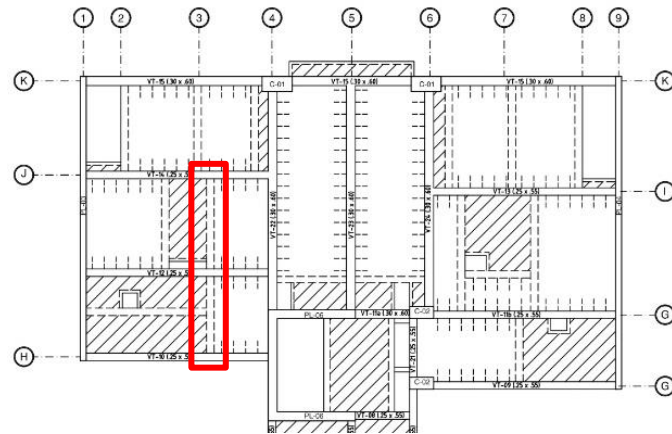


Figura 78. Ubicación de elementos para el diseño de viga chata

La viga de análisis se encuentra comprendida en los ejes 3/H-J de la planta típica de encofrados de la edificación, Figura 78.

Para el diseño de considerar la longitud de viga chata más representativas del plano de encofrados. El metrado correspondiente a la vicha chata, Figura 79, está determinado por cargas de gravedad de la norma E.020 (2006) y la combinación de carga última resistencia por la norma E.060 (2009).

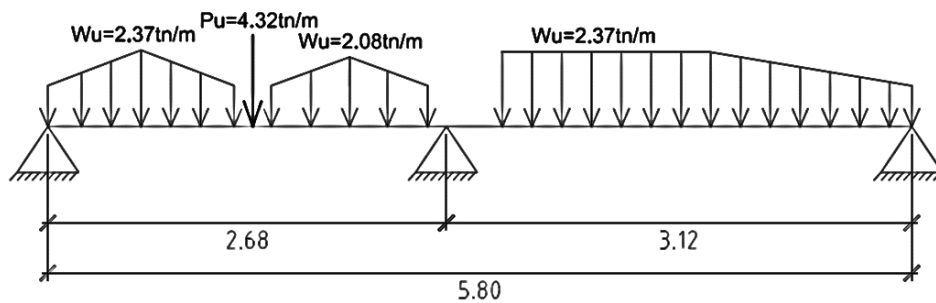


Figura 79. Esquema de cargas en servicio en viga chata

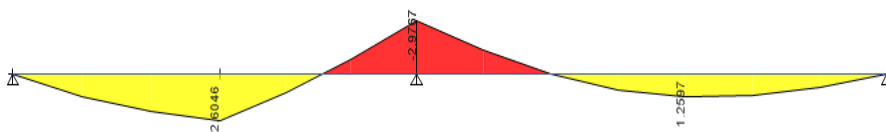


Figura 80. Diagrama de momento flector para viga chata de 5.8 m

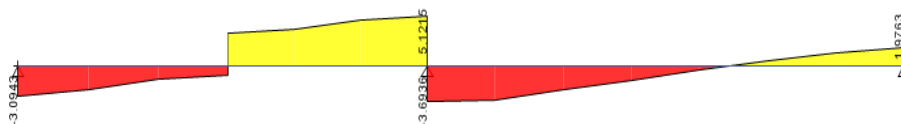


Figura 81. Diagrama de fuerza cortante para viga chata de 5.8 m

Se diseñó viga chata por medio de la resistencia de los materiales para una carga última de combinación de carga de 1.4 CM + 1.7 CM de la norma E.060 (2009). En las Figura 80 y Figura 81, se muestra los diagramas de momento flector y cortante.

Tabla 67. Diseño por resistencia de la viga para momento último

Mu (ton*m)	d (cm)	Asmin (cm2)	cb (cm)	Asb (cm2)	Asmax (cm2)	a (cm)	As (cm2)	As instalado (cm2)	φ*Mn instalado (ton*m)
2.61	17	1.02	10	9.03	6.77	4.39	4.66	5.16	2.84
2.97	17	1.02	10	9.03	6.77	5.12	5.44	6.58	3.46

En base a la Tabla 67, se asignará 2 varillas corridas de φ 1/2" y 2 bastones de φ 3/8" en refuerzo superior, en refuerzo negativo se asignará 2 varillas corridas de φ 1/2" y 2 bastones de φ 3/8" como acero de refuerzo.

Diseño de la cortante

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 17 = 2.77 \text{ tn} < Vu$$

$$S = \frac{4200 * 0.31 * 2 * 17}{2.057} = 21.52 \text{ cm,}$$

Se necesitará refuerzo para la cortante ultima en la viga chata el cual será estribos de φ1/4 @ 0.2 m.

Control de deflexión

Determinaremos la inercia efectiva para el tramo con mayor refuerzo necesario de diseño.

$$n = \frac{2x10^6}{15000x\sqrt{210}} = 9.2$$

Tabla 68. Análisis de la deflexión en la vigueta de la losa aligerada

Tramo	L (cm)	bw	As (cm2)	As' (cm2)	c (cm)	Ii (cm4)	I ef (cm4)	Δ deflexión inmediata	Ii/Ief	p'	λΔ	Δ deflexión diferida	Δ deflexión permisible
VCH-05	312	25	5.16	4.00	4.660	7771.33	5996.28	0.080	1.296	0.0103	1.319	0.14	0.65
VCH-05	312	25	6.58	1.42	5.640	8596.79	5521.48	0.190	1.557	0.0132	1.206	0.36	0.65
VCH-05	312	25	5.16	4.00	4.660	7771.33	5996.28	0.090	1.296	0.0103	1.319	0.15	0.65

Según la Tabla 68, la viga cumple con la recomendación de la norma porque tiene suficiente refuerzo de acero negativo la sección de viga chata.

Control de fisuración

Para el control de fisuración se presenta el diagrama de momento en condición de servicio, Figura 82.

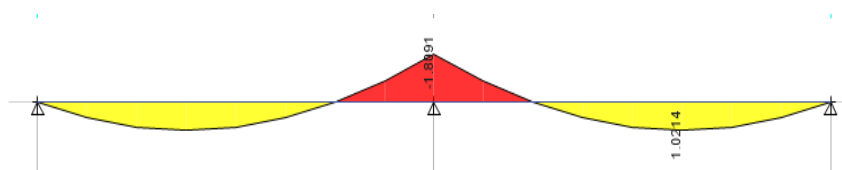


Figura 82. Diagrama de momento flector de servicio

En la Tabla 69, se determinó que las cargas no producirán fisuras excesivas en la viga al calcular el parámetro Z.

Tabla 69. Análisis de parámetro Z para fisuración

Viga chata			
Momento	Ms-	Ms+	Ms-
b (m)	0.25	0.25	0.25
h (m)	0.2	0.2	0.2
d (cm)	17	17	17
As (cm ²)	5.16	6.58	5.16
Ms(tn-m)	1.840	1.020	1.860
Ys (cm)	3	3	3
N° barras	1	1	1
Fs (kg/cm ²)	2.33	1.01	2.36
Act (cm ²)	75	75	75
dc (cm)	3	3	3
Z (kg/cm ²)	14175	6162	14330
%Z	54.5%	23.7%	55.1%

En conclusión, ninguna sección de la viga presenta un agrietamiento excesivo por parte del parámetro Z, pese a que existen secciones cercanas al valor, las cuales podrían ser analizadas por elementos finitos para evaluar la deflexión durante el proceso constructivo y fraguado del concreto. En la Figura 83, se muestra la distribución de acero longitudinal y el refuerzo transversal.

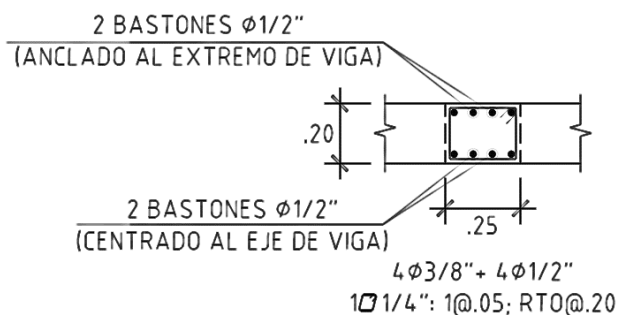


Figura 83. Esquema de distribución de acero viga chata

6.2 Diseño de Escalera

Para la inclusión de las escaleras en el modelo 3D de ETABS, se procedió a seguir la recomendación del libro Análisis de Edificios del ingeniero San Bartolomé (199).

El metrado de la escalera se hizo por metro cuadrado siguiendo los pasos del libro mencionado. Como datos iniciales se tiene a la longitud de cada paso “p” el cual es 0.25 metros, así como el número de contra pasos que se ha considerado para vencer una altura de 2.7 metros, altura dato de entrepisos. Así mismo, otro de los datos que se ha asumido es el espesor de la garganta de la escalera el cual se designa con la letra “t” y tiene un valor de 0.15 metros.

A continuación, en la Figura 84, se muestra el esquema típico de escalera incluido descanso.

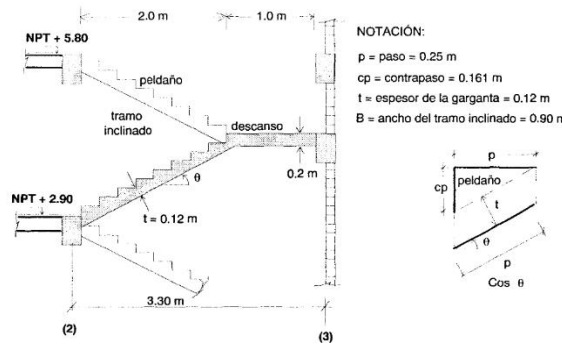


Figura 84. Escalera típica de estudio. (San Bartolomé, 1999)

Para determinar la dimensión del contrapaso se utilizó la siguiente relación

$$cp = \frac{h_{entrepiso}}{\text{numero de contrapasos}}, cp = \frac{2.7}{14} \rightarrow cp = 0.19 \text{ m} \approx 0.2 \text{ m}$$

6.2.1 Metrado

Metrado de tramo inclinado

Para el metrado de peso propio se utilizó la siguiente ecuación en la cual se incluye al espesor de la garganta de la escalera, así como el contra paso. La ecuación ha sido obtenida del libro del ingeniero Bartolomé

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

Reemplazando valores se obtiene lo siguiente

$$W_{pp} = 701.02 \text{ kg/m}^2$$

Por otro lado, el piso terminado sobre la escalera vendría a ser de 5 cm y por eso se está colocando como acabado 100 kg/m².

Entonces, se tiene en total

$$CM_{tramo inclinado} = 801.02 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \approx 800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

La carga viva para escalera es de 200 kg/m² según la norma E0.20.

$$CV_{tramo inclinado} = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Metrado del descanso

Para el peso propio se multiplica la densidad del concreto armado por el espesor de la losa que se está asumiendo, en este caso dicho espesor es de 20 cm. Entonces se tiene lo siguiente:

$$W_{pp} = 0.2 * 2400 \rightarrow W_{pp} = 480 \text{ kg/m}^2$$

Mientras que el acabado vendría a ser 100 kg/m² por el motivo explicado en metrado de tramo inclinado.

$$CM_{descanso} = 580 \frac{kg}{m^2}$$

La carga viva para escalera es de 200 kg/m² según la norma E0.20.

$$CV_{descanso} = 200 \frac{kg}{m^2}$$

Por último, se decide considerar las siguientes cargas para el modelado en ETABS.

$$CM = 800 \frac{kg}{m^2}$$

$$CV = 200 \frac{kg}{m^2}$$

Respecto a la carga muerta, se decide por 800 kg/m² debido a que se asume que esa carga es la más crítica en toda la escalera. Cabe resaltar que el modelado en ETABS, las cargas determinadas se aplicarán igual que una losa aligerada en una dirección, Figura 85.

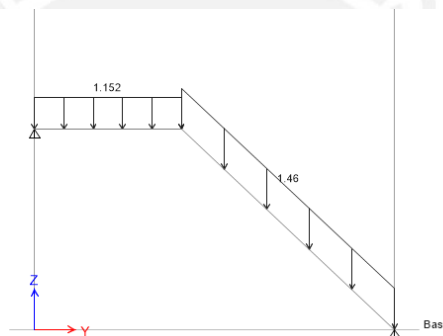


Figura 85. Esquema del metrado de cargas para una escalera

6.2.2 Ejemplo de diseño de escalera

Diseño por corte

Para la resistencia al corte determinamos cuanto resiste la sección de concreto, para una sección de B=100 cm y d=12 cm, Figura 86.

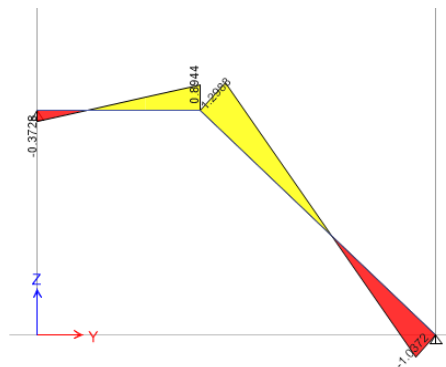


Figura 86. Diagrama de fuerza cortante

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times B \times d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 12 = 7.834 \text{ tn}$$

Del diagrama obtenemos que la resistencia al corte del elemento es suficiente para los esfuerzos presentes.

Diseño por flexión

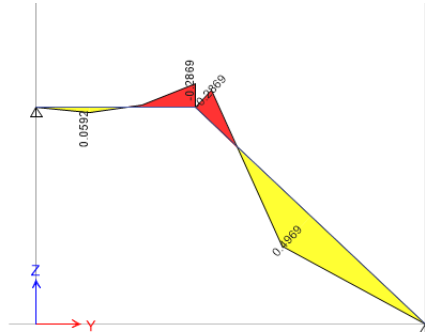


Figura 87. Diagrama de Momento

En la Figura 87 del diagrama de momento flector, observamos que el momento último mayor es $M_u=0.496$ tn-m, determinaremos la cuantía necesaria por la tabla 10.2 del libro de apuntes de concreto armado del ingeniero Ottazzi (2018).

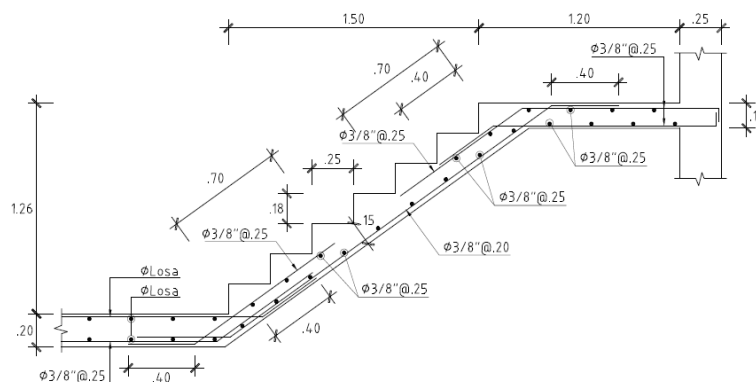
$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{0.4969}{100 * 12^2} = 3.45, \text{ para un } K_u \text{ la cuantía es } = 0.09\%$$

$$A_s = 1.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Para el cálculo de acero mínimo

$$A_{smin} = 0.0018 * b * d = 0.0018 * 100 * 12 = 2.16 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

Entonces emplearemos el A_{smin} para el acero requerido por efecto de flexión. Por ellos el acero instalado será de varillas de 3/8" espaciados $S=0.71/2.16=0.328\text{m}$, por ello se empleará espaciamiento de 0.25 cm. con bastones de anclaje según la tabla 21.2 del libro de Apuntes de concreto armado de Ottazzi (2018), en la Figura 88 se muestra el esquema de distribución de acero en la escalera.



TRAMO 1 - ESCALERA TÍPICA

Figura 88. Distribución de acero en la escalera

6.3 Diseño de tabiquería

Los muros divisorios o tabiquería son elementos que proporcionan la función de delimitación de áreas en la edificación. En la norma de diseño sismo resistente, los elementos no estructurales deben poseer conexiones que permitan resistir a la fuerza sísmica asociada a propio peso, cuya resultante será asociada a su centro de masa.

6.3.1 Metrado

El cálculo del metrado considera un conjunto de elementos que conformaran el muro divisorio como los ladrillos sílico calcáreo y mortero; por ello se empleó los siguientes pesos por unidad de área:

- Peso unitario tabiquería: 1.8 tn/m³

El muro con la mayor longitud libre entre sus extremos se ubica en eje 7/J-I, el cual delimita un dormitorio, con respecto de otro.

$$Wt = 1.8 * 0.1 * 2.5 * 3.85 = 1.733 \text{ tn}$$

6.3.2 Ejemplo de diseño

El muro divisorio será diseñado para evitar el volteo del mismo antes un evento sísmico, por ello emplearemos las recomendaciones de capítulo VI de la norma de diseño sismorresistente.

La fuerza de diseño en el plano del muro será definida como el máximo valor entre las fuerzas de diseño descritas en los artículos 38 y 41 de la norma.

$$F = \frac{F_i}{P_i} * C_i * P_e, F_{min} = 0.5 * Z * U * S * P_e$$

Donde: P_e peso del elemento, F_i fuerza lateral en el nivel donde se encuentra, P_i peso del nivel, C_i coeficiente de amplificación, Z factor de zona, S factor de tipo de suelo y U uso de la edificación.

El muro de análisis será el que presente mayor longitud entre elemento de soporte, los valores de F_i y P_i serán obtenidos del análisis sísmico de la estructura.

$$P_e = 1.733 \text{ tn}$$

$$F_i = 120 \text{ tn}$$

$$P_i = 61.5 \text{ tn}$$

$$F = \frac{120}{61.5} * 1.5 * 1.733 = 5.07 \text{ tn}$$

$$F = 0.5 * 0.45 * 1 * 1 * 5.07 = 0.38 \text{ tn}$$

La fuerza máxima en el plano perpendicular al cerco será 1.85 tn, se consideró el factor de amplificación como 1.5, porque el cerco contará con refuerzo vertical.

Los muros serán armados con refuerzo de acero vertical mediante ojos chinos que serán incrustados en la losa superior e inferior del muro. El espaciamiento recomendado es de 0.75 a

1 metro, dependiendo la longitud del muro. Para el ejemplo de diseño se planteó un muro el espaciamiento será de 0.77 metros con 4 barras de $\phi 8\text{mm}$.

$$Vs \text{ instalado} = 4200 * 4 * 0.5 = 8.4 \text{ tn} > 5.07$$

“El ojo chino es una pieza de acero galvanizado de 1.5mm de espesor y 4cm de altura. El “ojo chino estándar” tiene un ancho interior uniforme de 10mm para las varillas corrugadas de $\phi 8\text{mm}$, 11.5mm para las varillas corrugadas de $\phi 3/8"$, 14mm para las varillas corrugadas de $\phi 12\text{mm}$ y 14.7mm para las varillas corrugadas de $\phi 1/2"$. El “ojo chino estándar” tiene una longitud que permite libertad de movimiento coplanar del muro durante un evento sísmico”, (Compañía Minera Lauren, 2018).

En conclusión, el refuerzo de instalación recomendado por el fabricante brinda una suficiente resistencia al volteo provocada por un evento sísmico, Figura 89.

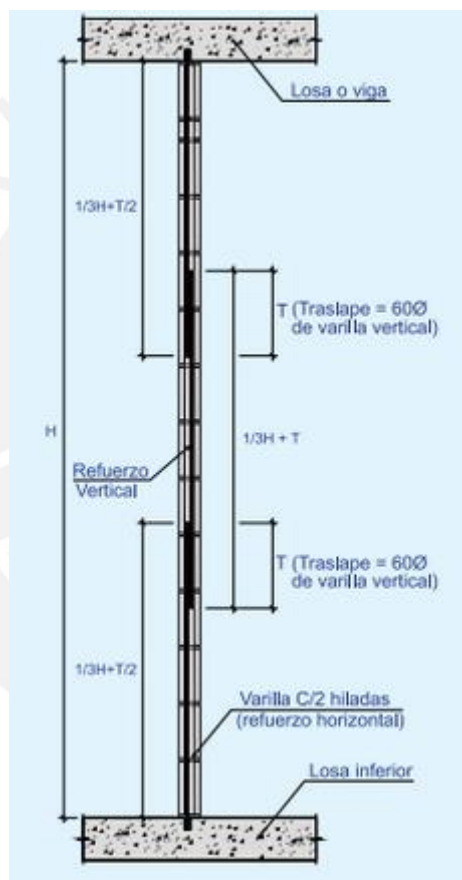


Figura 89. Esquema de refuerzo vertical en muros sílico calcáreo (Compañía Minera Lauren, 2018)

6.4 Diseño de Cisterna

Son muros son elementos que reciben fuerzas perpendiculares a su plano, son elementos cerrados y vacíos, son restringidos en la zona superior e inferior.

Se tiene en consideración las cargas provenientes del suelo y el agua que contenga la cisterna, siendo el caso más crítico cuando está vacía.

Según la norma E.060 (2009), el empuje por suelo se amplifica por el coeficiente de 1.25 y el empuje hidrostático por 1.4 para condiciones últimas de diseño.

Para el análisis de diseño se debe considerar estados de cisterna vacías (sin agua) y llena (con agua), la cuantía mínima de diseño por muros al contacto del agua es de 0.0025 por la ACI 318-14, con el objetivo de minimizar las posibles fisuras y evitar la corrosión del refuerzo.

6.4.1 Ejemplo de diseño

Para el predimensionamiento de la cisterna de agua se debe medir el gasto promedio que tendrá la edificación, en base a la funcionalidad y cantidad de espacio destinado.

En la edificación se tiene previsto 20 departamentos familiares, con un gasto promedio de 1m³ por día y las áreas comunes de la edificación con un gasto similar; por ello el gasto diario en la edificación será de 21 m³ dimensiones con la que contará la cisterna.

La teoría de Rankine nos brinda las siguientes expresiones para determinar los empujes que actuarán en las caras de la cisterna.

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(\alpha)}{1 + \text{sen}(\alpha)}, E_a = k_a * \delta * H$$

Donde K_a empuje activo, α ángulo de fricción interna del suelo, δ peso específico del suelo y H altura que ejerce presión sobre la cisterna. A continuación, se determinan los valores de empuje los siguientes valores

Angulo fricción interna del suelo 30°

Peso específico de 1.88 kg/cm²

Altura 1.7 m

Caso 1: Cisterna vacía

El empuje activo será el siguiente:

$$E_a - \text{suelo} = 1.7 * 0.33 * 1.88 * 1.7 = 1.79 \text{ tn/m}$$

A continuación, en la Figura 90, se muestra los diagramas obtenidos de las cargas actuante en la cisterna para el caso 1 de análisis.

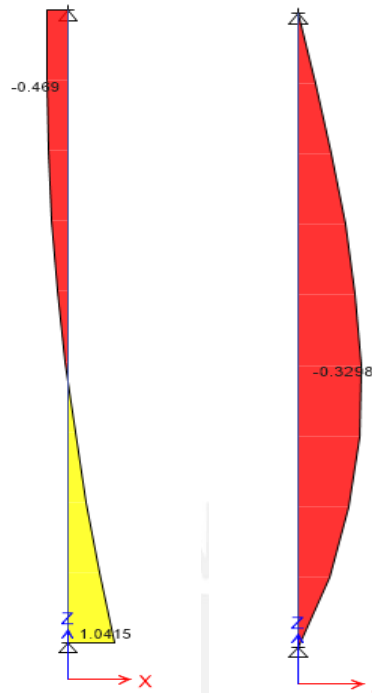


Figura 90. Diagrama de fuerza cortante y momento flector caso 1

Para el cálculo de la cortante de resistencia se consideró un peralte efectivo de 16 cm, la norma recomienda un recubrimiento mínimo de 4cm.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 16 = 10.45 \text{ tn}$$

Del diagrama de fuerza cortante el V_u es $0.979 \text{ tn} < \text{al } \phi V_c$

En la Tabla 70, se calcula el refuerzo de acero en los muros de la cisterna, el diseño por flexión se verifica si cumple con la cuantía mínima de instalación de 0.0025

Tabla 70. Cálculo de refuerzo de acero cisterna, caso 1

b (cm)	100
h (cm)	20
d (cm)	16
Mu (tn-m)	0.33
Ku (und)	1.29
r (%)	0.03
As (cm ²)	0.55
As min (cm ²)	5.6

Se colocará 2 mallas de $\phi 1/2'' @ 0.20\text{m}$. en las caras de los muros.

Caso 2: Cisterna llena

$$Ea - \text{suelo} = 1.7 * 0.33 * 1.88 * 1.7 = 1.79 \text{ tn/m}$$

$$Ea - \text{agua} = 1.4 * 1.2 * 1 = 1.68 \text{ tn/m}$$

A continuación, en la Figura 91, se muestra los diagramas obtenidos de las cargas actuante en la cisterna para el caso 2 de análisis.

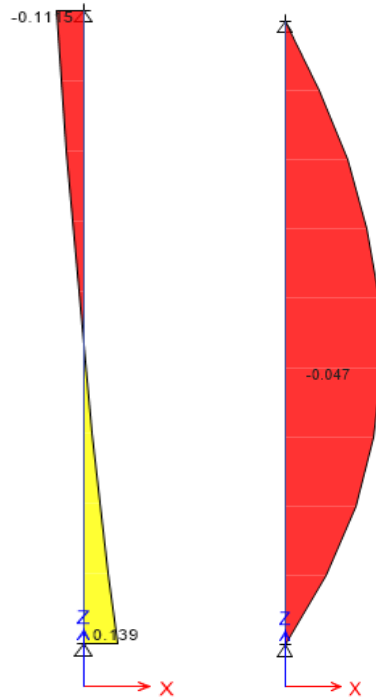


Figura 91. Diagrama de fuerza cortante y momento flector caso 2

Para el cálculo de la cortante de resistencia se consideró un peralte efectivo de 16 cm, la norma recomienda un recubrimiento mínimo de 4cm.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 16 = 10.45 \text{ tn}$$

Del diagrama de fuerza cortante el V_u es $0.14 \text{ tn} < \text{al } \phi V_c$

En la Tabla 71, se verifica que el diseño por flexión cumpla con la cuantía mínima de instalación de 0.0018.

Tabla 71. Cálculo de refuerzo de acero cisterna, caso 2

b (cm)	100
h (cm)	20
d (cm)	16
M_u (tn-m)	0.05
K_u (und)	0.20
ρ (%)	0.01
A_s (cm ²)	0.08
A_s min (cm ²)	5.6

De igual forma que en el caso 1, se colocará 2 mallas de $\phi 1/2'' @ 0.20\text{m}$. en las caras de los muros.

En base al caso 1, se plantea el esquema de distribución de acero en los muros de la cisterna, Figura 92

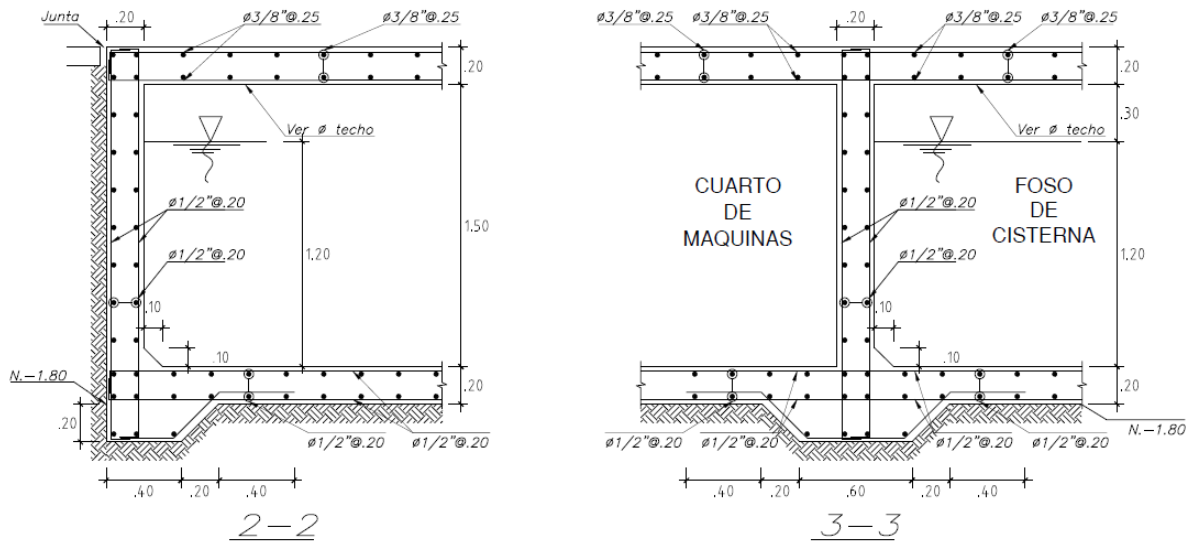
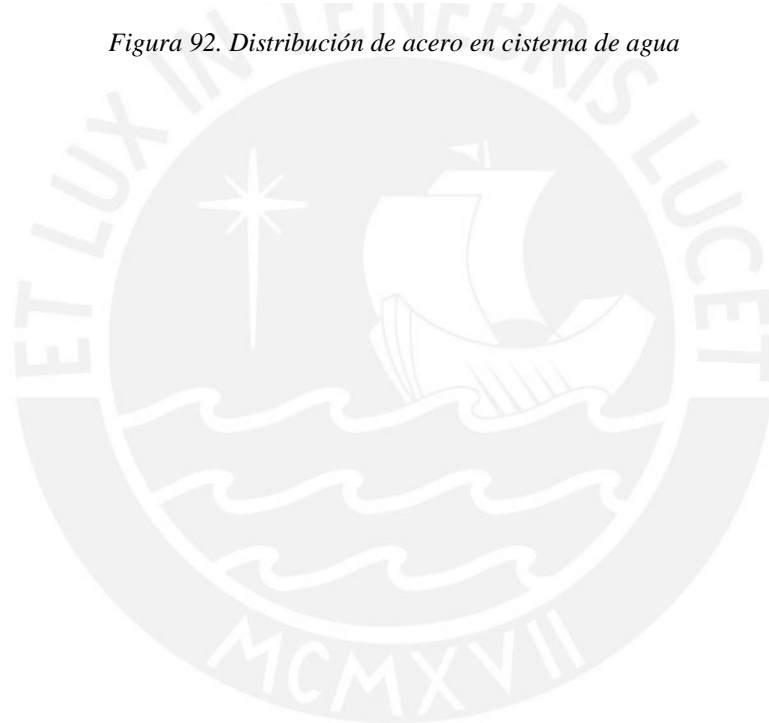


Figura 92. Distribución de acero en cisterna de agua



CAPÍTULO 7: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

7.1 Comentarios

En el predimensionamiento de la edificación, se siguió las recomendaciones de los parámetros de estructuración, descritos en el capítulo 3, que facilitó la disposición y dimensionamiento de elementos estructurales.

El uso de programa ETABS fue muy útil al momento de replantear la disposición de elementos, y el cálculo de fuerzas, momentos y desplazamientos resultantes de las condiciones de carga en la edificación; sin embargo, se debe modelar la estructura con criterio para obtener resultados esperados, tales como la incursión de brazos rígidos, rotulas plásticas en elementos con insuficiente longitud de desarrollo, evitar rigidizar las unión columna viga, limitar las áreas de losas por segmentos y generar las secuencia de proceso constructivo en la corrección de momentos flectores en vigas.

El análisis sísmico permitió conocer el comportamiento que podría experimentar la edificación frente a condiciones sísmicas locales, en base a la disposición de los elementos estructurales que la conforman, el análisis permitió un replanteo de dimensiones y disposición de elementos.

En el diseño de vigas se identificó las vigas resisten cargas de gravedad, cargas sísmicas y en conjunto, dado que las solicitaciones isostáticas son las responsables de efectos de agrietamiento y deflexiones, y en contraste, las vigas sísmicas son las responsables de dotar suficiente resistencia a los pórticos para transmitir la fuerza sísmica a los elementos verticales.

En los elementos verticales se realizó la reducción de carga para sobrecarga, en base a las recomendaciones de la norma E.020, donde se permite una reducción para elementos de 40m² a más de área de influencia.

En el diseño por flexo compresión, el diseño para columnas fue limitado por la carga axial, en contra parte, los muros estructurales fueron diseñadas en base a los efectos de flexión producto de la resistencia los efectos sísmicos.

Inicialmente, se planteó un diseño de la cimentación para zapatas aisladas; sin embargo, la proximidad de los elementos verticales en el centro de la edificación, requirió que estas sean diseñadas como zapatas combinadas.

Se planteo el diseño de los elementos no estructurales que conforman la estructura, mediante las recomendaciones de norma nacionales como internaciones. Esto se debe a que son elementos que son importantes en la puesta en servicio de la edificación tales como la cisterna de agua, tabiques, vigas chatas y escalera.

7.2 Conclusiones

El sistema estructural adoptado, muros estructurales, permitió mantener gran parte de la arquitectura inicial, dado que los muros fueron los elementos verticales que recibían la mayor carga sísmica local de la edificación.

Se cumplió los requerimientos de la norma E.030 de diseño sismorresistente, donde el límite dispuesto de deriva limite fue menor al exigido por la norma de 7/1000; y se cumplió la disposición de emplear como carga sísmica de diseño para estructuras irregulares el 90% de la carga estática, para llegar a tal fin se tuvo que escalar la carga de sismo dinámico entre 1.17 en la dirección en XX y 1.41 en la dirección en YY.

El análisis traslacional permitió determinar la masa participante en cada dirección de estudio. El modelamiento permitió reconocer que la variación de porcentaje de participación es similar en la dirección XX alrededor de 72.7% lo cual evidencia que en dicha dirección la excentricidad es baja; sin embargo, en la dirección YY, evidencia que presenta excentricidad considerable porque el porcentaje de masa participativa entre el caso modal y el traslacional varía entre 66.2% a 72.5%.

Al analizar los periodos de vibración, se determinó que el sentido más excéntrico YY, es de menor valor, esto se debe a la gran longitud de placas y por consiguiente la rigidización en el sentido de orientación de los muros estructurales.

Los criterios de estructuración para el predimensionamiento de elementos fueron adecuados tanto para losas, vigas, columnas y muros; sin embargo, fue necesario replantear las dimensiones de las vigas VT- 04, VT-05, VT-11, VT-18, VT-22, VT-23 y VT-24 por requerimientos de diseño y condiciones de servicio.

En el diseño de vigas, se pudo verificar que las que se encuentran próximas a un elemento vertical con suficiente longitud de desarrollo para el refuerzo longitudinal, requieren mayor refuerzo en los extremos de la viga; contraste las vigas que soportan cargas de gravedad requieren mayor refuerzo en el medio de la luz libre.

El diseño de vigas sísmica, en la mayoría de los casos, se determinó por diseño de capacidad, alcanzando un diseño limite en base a la cortante sísmica que recibía y amplificada, en base a las recomendaciones de diseño de la norma E.060.

El metrado de columnas y muros estructurales fue necesario para realizar las correcciones en las cargas de gravedad, dado que el programa Etabs considera que los elementos presentan deformación axial, a diferencia de la exigencia de la norma, por ello los valores que nos brinda el programa son sobre dimensionados.

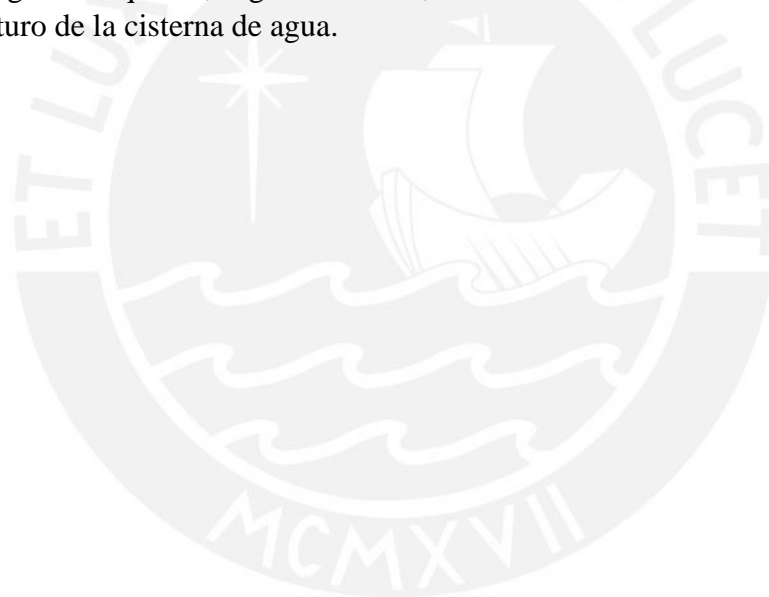
Respecto al diseño por flexocompresión, se requirió realizar paquetes de refuerzo en los extremos confinados de la placa del ascensor, ya que este requería mayor concentración de refuerzo para evitar modificar la sección del elemento. De esta forma, se evitó un rediseño de elemento continuos a la placa.

En el cubo de ascensor, se aumentó el espesor de los muros estructurales para que se mantenga una continuidad de sección por el aumento de la viga colindante VT-22, las modificaciones contribuyeron a que la estructura sea más resistente a las condiciones sísmicas; sin embargo, requirió una mayor dimensión de cimentación por el aumento de cargas que soportaba.

La cimentación de los elementos verticales, en el centro de la edificación, fueron combinados por la proximidad que tenían entre sí. La cimentación de los muros estructurales, fue en base a zapatas excéntricas para evitar invadir los límites de propiedad, la excentricidad generó una mayor concentración de esfuerzo en la zapata, por ello se optó en diseñar vigas de conexión entre las zapatas excéntricas y la zapata combinada en el centro, para poder evitar que las zapatas experimenten efectos de tracción en su base. Se verificó que la excentricidad de cada zapata permanezca en el núcleo de presiones del elemento y que por el método Meyerhof, la redistribución de esfuerzo sobre la zapata no excediera el esfuerzo admisible del terreno natural.

Los elementos no estructurales, fueron diseñados en base a las cargas de servicio que soportarían, tal es el caso de las vigas chatas, donde se evaluó el requerimiento de diseño por flexión y las condiciones de servicio, agrietamiento y deflexión. En el caso de este elemento, se tuvo que proveer mayor refuerzo longitudinal en la zona negativa, porque el elemento presentó fisuras excesivas, debido a que soportaba la carga de tabiquería por metro lineal.

Por recomendación de la ACI-318-14, se empleó una cuantía de 0.0025 para el diseño de muros que soporten cargas de líquidos, según la norma, con el fin de evitar fisuras que generen un deterioro prematuro de la cisterna de agua.



CAPÍTULO 8: REFERENCIAS BIBLIOGRAFÍA

Comisión Consultiva de los Censos Nacionales. (2017). Distribución de la población por departamento y tasa de crecimiento. En Autor, Perú: Crecimiento y distribución de la población 2017, pp. 24-48. Lima: Instituto Nacional de Estadística e Informática-INEI. Recuperado de https://www.inei.gob.pe/media/MenuRecursivo/publicaciones_digitales/Est/Lib1539/libro.pdf

Vega Centeno, P. (2006). CUADERNOS ARQUITECTURA Y CIUDAD El espacio público la movilidad y la revaloración de la ciudad. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú. Fondo Editorial. Recuperado de <http://repositorio.pucp.edu.pe/index/handle/123456789/28681>

Muñoz Peláez, A. (1999). Ingeniería Sismorresistente, Apuntes del Curso de Antisísmica. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial, 1999.

Blanco Blasco, A. (1994). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, 2da. ed. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú, Fondo Editorial, 1994.

Ottazzi Pasino, G. (2018). Apuntes del Curso de Concreto Armado 1, 15ta. ed. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial, 2018.

Teodoro E. Harmsen (2002). Diseño de Estructura de Concreto Armado, 3ra ed. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial, 2002.

San Bartolomé Ramos, A. (1999). Análisis de Edificios, 1ra. ed. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial, 1999.

Marcos Chipana, W. (2018). Análisis y Diseño de Estructuras con Safe 2014 y ETABS. Lima: Grupo Universitario SAC.

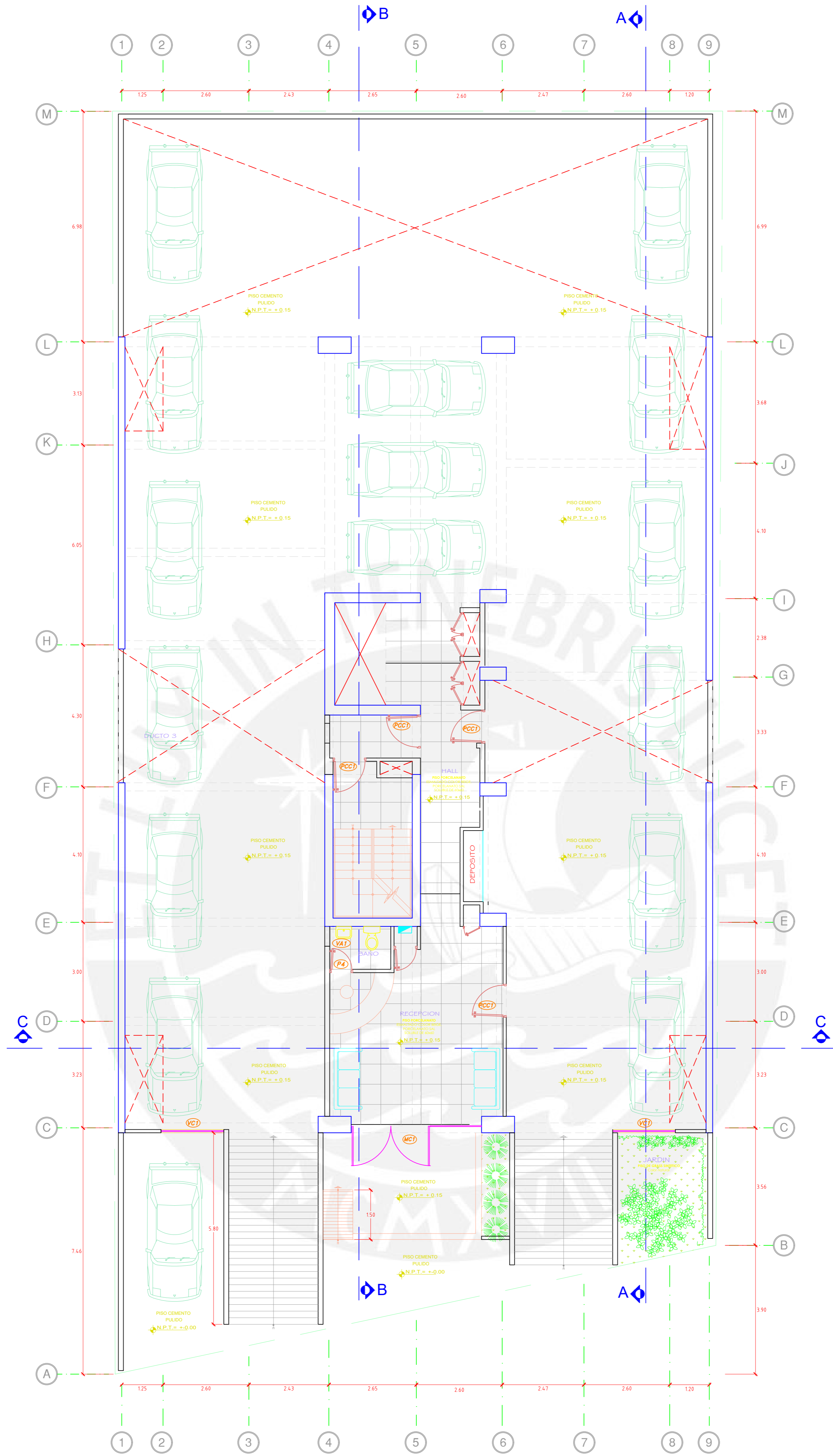
Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). Norma de cargas E.020, Lima: Diario oficial el peruano. Recuperado de <https://www.sencico.gob.pe/publicaciones.php?id=230>

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). Norma de Diseño Sismorresistente E.030, Lima: Diario oficial el peruano. Recuperado de <https://www.sencico.gob.pe/publicaciones.php?id=230>

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). Norma de Suelos y Cimentaciones E.050, Lima: Diario oficial el peruano. Recuperado de <https://www.sencico.gob.pe/publicaciones.php?id=230>

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). Norma de Diseño de Concreto Armado E.060, Lima: Diario oficial el peruano. Recuperado de <https://www.sencico.gob.pe/publicaciones.php?id=230>

Compañía minera Lauren S.A. (2018). Especificaciones técnicas de placas sílico calcáreas sin canal, de lacasaventas@mineraluren.com Sitio web: <http://www.mineraluren.com/Gifs/PDFs/ESPECIFICACIONES%20TECNICAS%20PLACA%20NO%20PORTANTES.pdf>



PLANTA ESTACIONAMIENTO 1° PISO

NIVEL 1° PISO = \downarrow N.P.T. = ±0.15

CUADRO DE VANOS - VENTANAS ÁREAS COMUNES						
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL	TIPO DE MAMPARA	CANT.
VC-1	1.90	1.25	1.00	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	2

CUADRO DE VANOS - VENTANAS DEPARTAMENTOS						
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL	TIPO DE MAMPARA	CANT.
V-1	1.40	1.90	0.20	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	20
V-2	1.00	1.90	0.20	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	20
V-3	1.15	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	20
V-4	1.10	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	20
V-5	1.05	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	9
V-6	0.80	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	4
V-7	0.85	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	4
V-8	1.40	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	8
V-9	0.95	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	8
V-10	1.80	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	2
V-11	1.60	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	2
V-12	1.75	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	2
V-13	1.40	1.10	1.00	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	4
V-14	1.45	1.90	0.20	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	2

CUADRO DE VANOS - MAMPARAS ÁREAS COMUNES					
TIPO	ANCHO	ALTO	MATERIAL	TIPO DE MAMPARA	CANT.
MC-1	3.95	2.25	VIDRIO TEMPLADO 10mm.	BATIENTE/FLAJA	1

CUADRO DE VANOS - MAMPARAS DEPARTAMENTOS					
TIPO	ANCHO	ALTO	MATERIAL	TIPO DE MAMPARA	CANT.
M-1	1.90	2.10	VIDRIO TEMPLADO 10mm.	BATIENTE/FLAJA	10
M-2	3.10	2.10	VIDRIO TEMPLADO 10mm.	BATIENTE/FLAJA	10
M-3	1.80	2.10	VIDRIO TEMPLADO 10mm.	BATIENTE/FLAJA	4

CUADRO DE VANOS - VENTANAS ALTAS						
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL	TIPO DE VANO	CANT.
VA-1	0.60	1.75	0.20	VIDRIO	CORREDIZA	36

CUADRO DE VANOS - PUERTAS CORTAFUEGO ÁREAS COMUNES							
TIPO	AMBIENTE	ANCHO	ALTO	LADO	MATERIAL	TIPO DE PUERTA	CANT.
P-CC1	PUERTA DE ACCESO	1.00	2.10	DERECHA	METAL/BARRAS ANTIPANICO	BATIENTE/1HOJA	4
P-CC2	PUERTA DE ACCESO	1.00	2.40	IZQUIERDA	METAL/BARRAS ANTIPANICO	BATIENTE/1HOJA	10

CUADRO DE VANOS - PUERTAS CORTAFUEGO INTERIORES							
TIPO	AMBIENTE	ANCHO	ALTO	LADO	MATERIAL	TIPO DE PUERTA	CANT.
PC-1	PUERTA DE INGRESO	1.00	2.10	DERECHA	METAL	BATIENTE/1HOJA	10
PC-2	PUERTA DE INGRESO	0.90	2.10	IZQUIERDA	METAL	BATIENTE/1HOJA	10

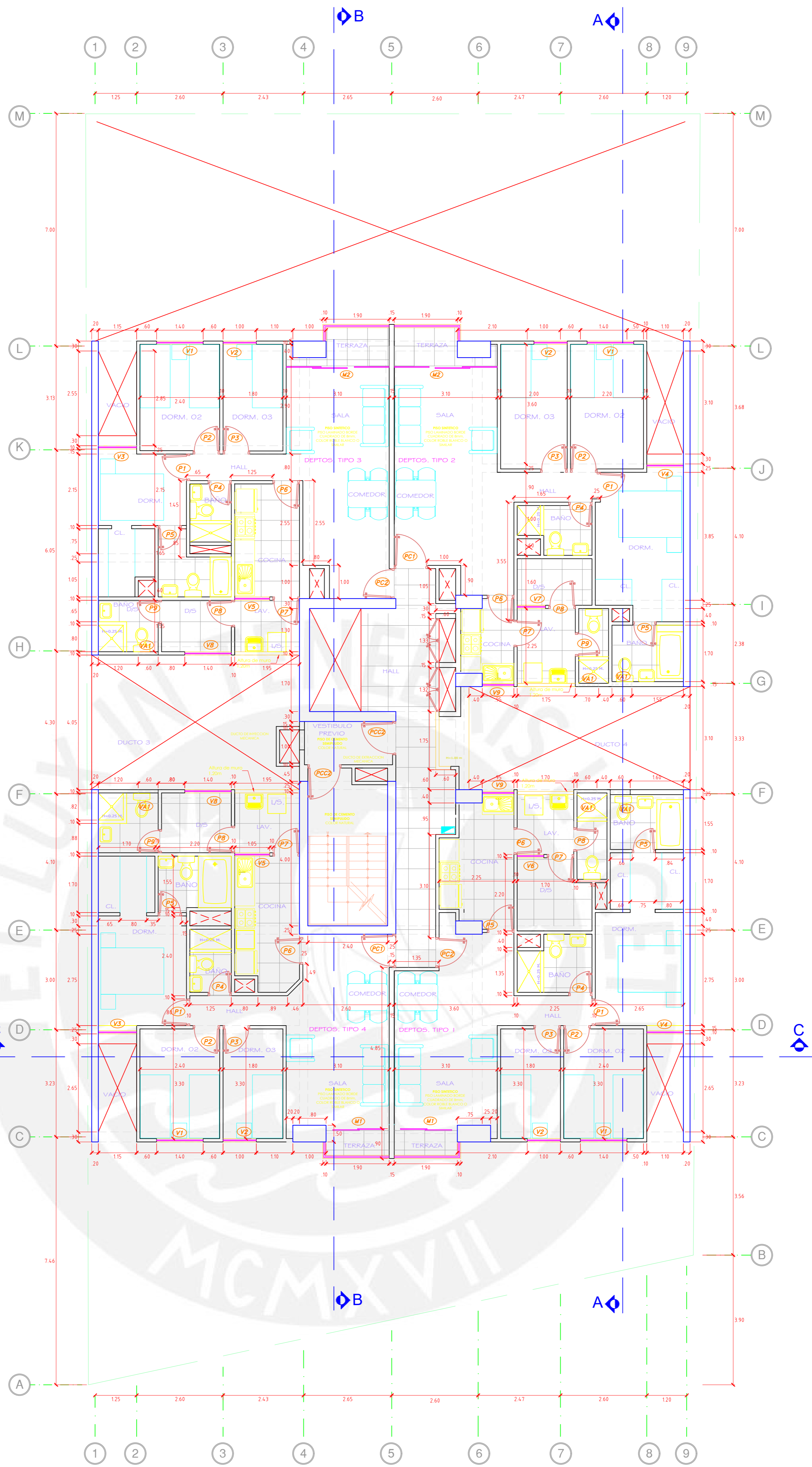
CUADRO DE VANOS - PUERTAS INTERIORES							
TIPO	AMBIENTE	ANCHO	ALTO	LADO	MATERIAL	TIPO DE PUERTA	CANT.
P-1	PUERTA DORMITORIO 01	0.80	2.10	DERECHA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-2	PUERTA DORMITORIO 02	0.80	2.10	IZQUIERDA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-3	PUERTA DORMITORIO 03	0.80	2.10	DERECHA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-4	PUERTA BAÑO COMUN	0.70	2.10	IZQUIERDA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	25
P-5	PUERTA BAÑO PRINCIPAL	0.70	2.10	DERECHA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-6	PUERTA COCINA	0.80	2.10	DERECHA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-7	PUERTA LAVANDERIA	0.80	2.10	DERECHA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-8	PUERTA DORMITORIO S/C	0.80	2.10	IZQUIERDA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-9	PUERTA BAÑO SERVICIO	0.70	2.10	IZQUIERDA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20



PROFESIONAL:
BACHILLER EN INGENIERÍA CIVIL
OCR:118046

PROPIETARIO:
PROPIETARIO
PROYECTO:
CONJUNTO MULTIFAMILAR EN PUEBLO LIBRE
PLANO:
ARQUITECTURA - PLANTA 1ER NIVEL

FECHA: **MARZO 2022**
ESCALA: **1/75**
DIBUJO: **D.G.A.**
DESARROLLADO: **DARWIN GONZALES ARCONDO**
LAMINA: **A-01**



PLANTA TÍPICA DEL 2º AL 5º PISO

- NIVEL 5º PISO ⇒ N.P.T. = +11.16
- NIVEL 4º PISO ⇒ N.P.T. = +8.46
- NIVEL 3º PISO ⇒ N.P.T. = +5.76
- NIVEL 2º PISO ⇒ N.P.T. = +3.06

CUADRO DE VANOS - VENTANAS AREAS COMUNES						
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL	TIPO DE MAMPARA	CANT.
VC-1	1.90	1.25	1.00	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	2

CUADRO DE VANOS - VENTANAS DEPARTAMENTOS						
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL	TIPO DE MAMPARA	CANT.
V-1	1.40	1.90	0.20	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	20
V-2	1.00	1.90	0.20	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	20
V-3	1.15	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	20
V-4	1.10	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	20
V-5	1.05	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	9
V-6	0.90	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	4
V-7	0.85	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	4
V-8	1.40	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	8
V-9	0.95	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	8
V-10	1.80	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	2
V-11	1.60	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	2
V-12	1.25	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	2
V-13	1.40	1.10	1.00	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	4
V-14	1.45	1.90	0.20	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	2

CUADRO DE VANOS - MAMPARAS AREAS COMUNES					
TIPO	ANCHO	ALTO	MATERIAL	TIPO DE MAMPARA	CANT.
MC-1	3.95	2.25	VIDRIO TEMPLADO 10mm.	BATIENTE/FLAJA	1

CUADRO DE VANOS - MAMPARAS DEPARTAMENTOS					
TIPO	ANCHO	ALTO	MATERIAL	TIPO DE MAMPARA	CANT.
M-1	1.90	2.10	VIDRIO TEMPLADO 10mm.	BATIENTE/FLAJA	10
M-2	3.10	2.10	VIDRIO TEMPLADO 10mm.	BATIENTE/FLAJA	10
M-3	1.80	2.10	VIDRIO TEMPLADO 10mm.	BATIENTE/FLAJA	4

CUADRO DE VANOS - VENTANAS ALTAS						
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL	TIPO DE VANO	CANT.
VA-1	0.60	1.75	0.20	VIDRIO	CORREDIZA	36

CUADRO DE VANOS - PUERTAS CORTAFUEGO AREAS COMUNES							
TIPO	AMBIENTE	ANCHO	ALTO	LADO	MATERIAL	TIPO DE PUERTA	CANT.
P-CC1	PUERTA DE ACCESO	1.00	2.10	DERECHA	METAL/BARRAS ANTIPANICO	BATIENTE/HOJA	4
P-CC2	PUERTA DE ACCESO	1.00	2.40	IZQUIERDA	METAL/BARRAS ANTIPANICO	BATIENTE/HOJA	10

CUADRO DE VANOS - PUERTAS CORTAFUEGO INTERIORES							
TIPO	AMBIENTE	ANCHO	ALTO	LADO	MATERIAL	TIPO DE PUERTA	CANT.
PC-1	PUERTA DE INGRESO	1.00	2.10	DERECHA	METAL	BATIENTE/HOJA	10
PC-2	PUERTA DE INGRESO	0.90	2.10	IZQUIERDA	METAL	BATIENTE/HOJA	10

CUADRO DE VANOS - PUERTAS INTERIORES							
TIPO	AMBIENTE	ANCHO	ALTO	LADO	MATERIAL	TIPO DE PUERTA	CANT.
P-1	PUERTA DORMITORIO 01	0.80	2.10	DERECHA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-2	PUERTA DORMITORIO 02	0.80	2.10	IZQUIERDA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-3	PUERTA DORMITORIO 03	0.80	2.10	DERECHA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-4	PUERTA BAÑO COMUN	0.70	2.10	IZQUIERDA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	25
P-5	PUERTA BAÑO PRINCIPAL	0.70	2.10	DERECHA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-6	PUERTA COCINA	0.80	2.10	IZQUIERDA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-7	PUERTA LAVANDERIA	0.80	2.10	DERECHA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-8	PUERTA DORMITORIO S/C	0.80	2.10	IZQUIERDA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-9	PUERTA BAÑO SERVICIO	0.70	2.10	IZQUIERDA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20



PROFESIONAL:
BACHILLER EN INGENIERÍA CIVIL
OCR:118046

PROPIETARIO:
PROPIETARIO

PROYECTO:
CONJUNTO MULTIFAMILAR EN PUEBLO LIBRE

PLANO:
ARQUITECTURA - PLANTA TÍPICA 2DO AL 5TO NIVEL

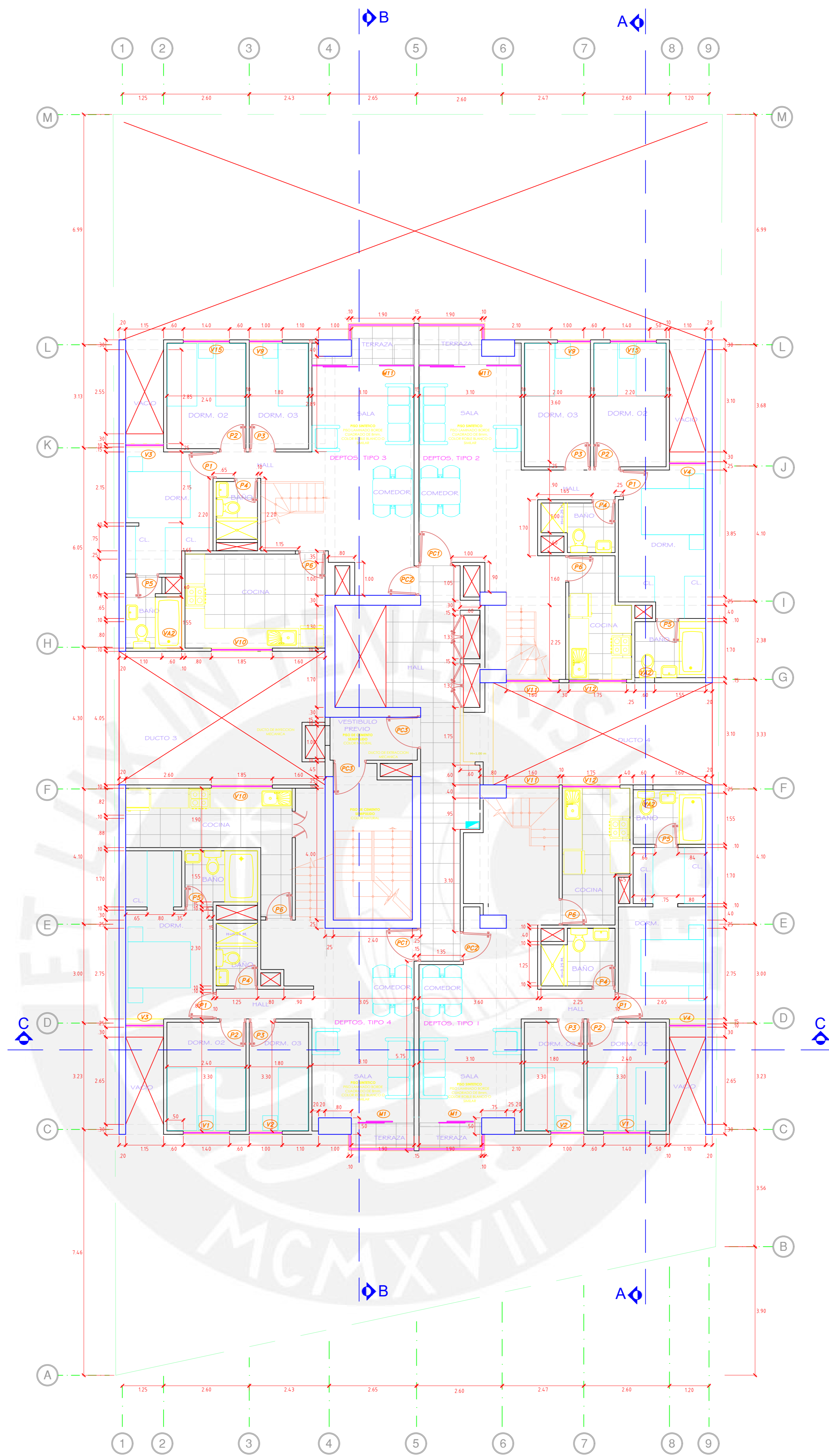
FECHA: **MARZO 2022**

ESCALA: **1/75**

DIBUJO: **D.G.A.**

DESARROLLO: **DARWIN GONZALES ARCONDO**

A-02



PLANTA 6° PISO

NIVEL 6° PISO = N.P.T. = +13.85

CUADRO DE VANOS - VENTANAS AREAS COMUNES					
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL	TIPO DE MAMPARA CANT.
VC-1	1.90	1.25	1.00	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA 2

CUADRO DE VANOS - VENTANAS DEPARTAMENTOS					
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL	TIPO DE MAMPARA CANT.
V-1	1.40	1.90	0.20	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA 20
V-2	1.00	1.90	0.20	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA 20
V-3	1.15	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA 20
V-4	1.10	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA 20
V-5	1.05	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA 9
V-6	0.90	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA 4
V-7	0.85	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA 4
V-8	1.40	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA 8
V-9	0.95	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA 8
V-10	1.80	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA 2
V-11	1.60	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA 2
V-12	1.25	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA 2
V-13	1.40	1.10	1.00	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA 4
V-14	1.45	1.90	0.20	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA 2

CUADRO DE VANOS - MAMPARAS AREAS COMUNES					
TIPO	ANCHO	ALTO	MATERIAL	TIPO DE MAMPARA	CANT.
MC-1	3.95	2.25	VIDRIO TEMPLADO 10mm.	BATIENTE/FLAJA	1

CUADRO DE VANOS - MAMPARAS DEPARTAMENTOS					
TIPO	ANCHO	ALTO	MATERIAL	TIPO DE MAMPARA	CANT.
M-1	1.90	2.10	VIDRIO TEMPLADO 10mm.	BATIENTE/FLAJA	10
M-2	3.10	2.10	VIDRIO TEMPLADO 10mm.	BATIENTE/FLAJA	10
M-3	1.80	2.10	VIDRIO TEMPLADO 10mm.	BATIENTE/FLAJA	4

CUADRO DE VANOS - VENTANAS ALTAS					
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL	TIPO DE VANO CANT.
VA-1	0.60	1.75	0.20	VIDRIO CORREDIZA	36

CUADRO DE VANOS - PUERTAS CORTAFUEGO AREAS COMUNES							
TIPO	AMBIENTE	ANCHO	ALTO	LADO	MATERIAL	TIPO DE PUERTA	CANT.
P-CC1	PUERTA DE ACCESO	1.00	2.10	DERECHA	METAL/BARRAS ANTIPANICO	BATIENTE/HOJA	4
P-CC2	PUERTA DE ACCESO	1.00	2.40	IZQUIERDA	METAL/BARRAS ANTIPANICO	BATIENTE/HOJA	10

CUADRO DE VANOS - PUERTAS CORTAFUEGO INTERIORES							
TIPO	AMBIENTE	ANCHO	ALTO	LADO	MATERIAL	TIPO DE PUERTA	CANT.
PC-1	PUERTA DE INGRESO	1.00	2.10	DERECHA	METAL	BATIENTE/HOJA	10
PC-2	PUERTA DE INGRESO	0.90	2.10	IZQUIERDA	METAL	BATIENTE/HOJA	10

CUADRO DE VANOS - PUERTAS INTERIORES							
TIPO	AMBIENTE	ANCHO	ALTO	LADO	MATERIAL	TIPO DE PUERTA	CANT.
P-1	PUERTA DORMITORIO 01	0.80	2.10	DERECHA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-2	PUERTA DORMITORIO 02	0.80	2.10	IZQUIERDA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-3	PUERTA DORMITORIO 03	0.80	2.10	DERECHA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-4	PUERTA BAÑO COMUN	0.70	2.10	IZQUIERDA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	25
P-5	PUERTA BAÑO PRINCIPAL	0.70	2.10	DERECHA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-6	PUERTA COCINA	0.80	2.10	IZQUIERDA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-7	PUERTA LAVANDERIA	0.80	2.10	DERECHA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-8	PUERTA DORMITORIO S/C	0.80	2.10	IZQUIERDA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-9	PUERTA BAÑO SERVICIO	0.70	2.10	IZQUIERDA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20



PROFESIONAL:

BACHILLER EN
INGENIERÍA CIVIL
OCR:118046

PROPIETARIO:

PROPIETARIO

PROYECTO:

CONJUNTO MULTIFAMILAR EN PUEBLO LIBRE

PLANO:

ARQUITECTURA - PLANTA 6TO NIVEL

FECHA:

MARZO 2022

ESCALA:

1/75

DESBOLSO:

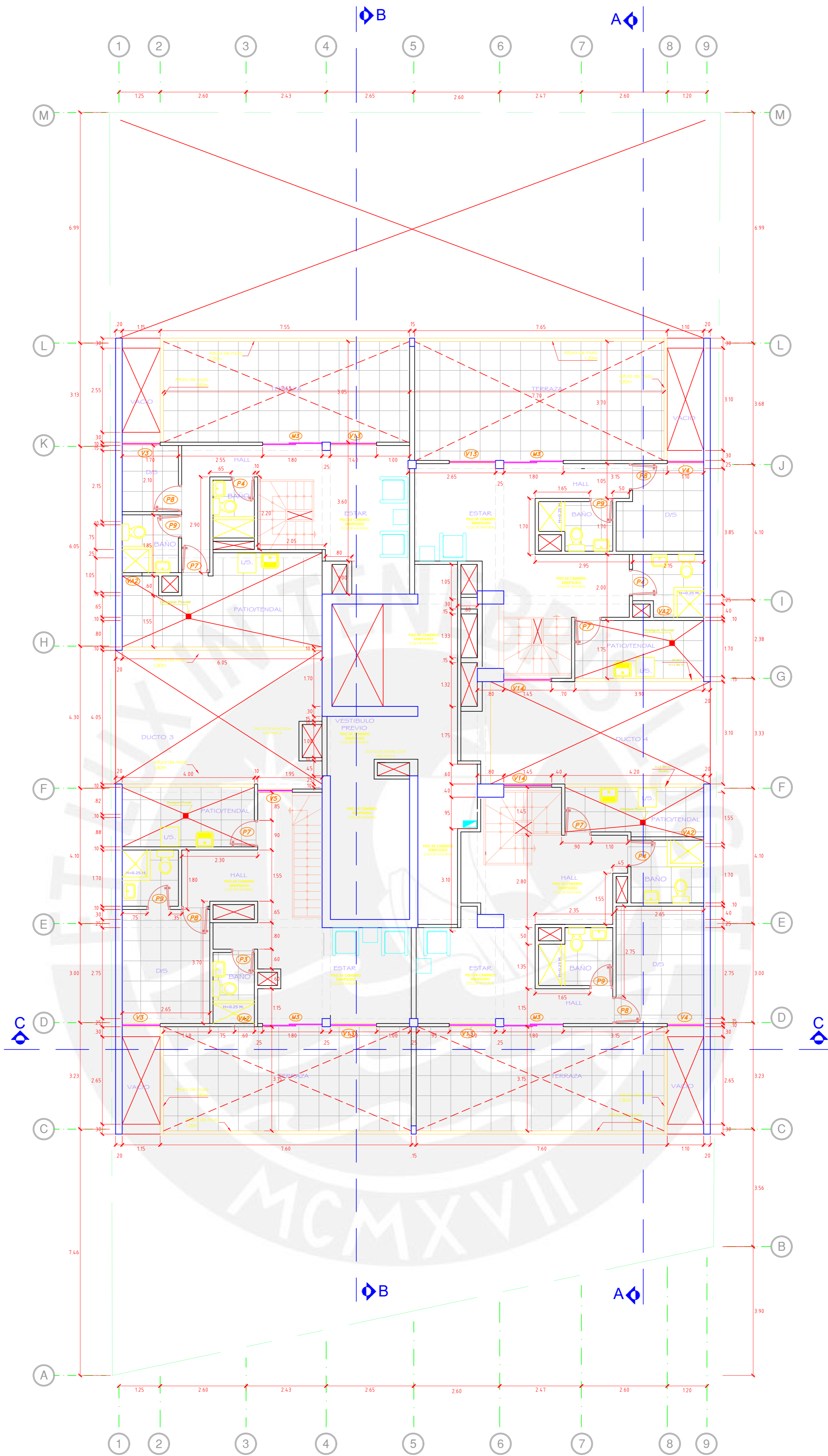
D.G.A.

DESARROLLO:

DARWIN GONZALES ARCONDO

LAMINA:

A-03



PLANTA 7º PISO

NIVEL 7º PISO = ± 0.55

CUADRO DE VANOS - VENTANAS AREAS COMUNES						
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL	TIPO DE MAMPARA	CANT.
VC-1	1.90	1.25	1.00	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	2

CUADRO DE VANOS - VENTANAS DEPARTAMENTOS						
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL	TIPO DE MAMPARA	CANT.
V-1	1.40	1.90	0.20	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	20
V-2	1.00	1.90	0.20	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	20
V-3	1.15	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	20
V-4	1.10	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	20
V-5	1.05	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	9
V-6	0.90	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	4
V-7	0.85	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	4
V-8	1.40	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	8
V-9	0.95	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	8
V-10	1.80	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	2
V-11	1.60	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	2
V-12	1.25	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	2
V-13	1.40	1.10	1.00	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	4
V-14	1.45	1.90	0.20	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	2

CUADRO DE VANOS - MAMPARAS AREAS COMUNES					
TIPO	ANCHO	ALTO	MATERIAL	TIPO DE MAMPARA	CANT.
MC-1	3.95	2.25	VIDRIO TEMPLADO 10mm.	BATIENTE/FLUJA	1

CUADRO DE VANOS - MAMPARAS DEPARTAMENTOS					
TIPO	ANCHO	ALTO	MATERIAL	TIPO DE MAMPARA	CANT.
M-1	1.90	2.10	VIDRIO TEMPLADO 10mm.	BATIENTE/FLUJA	10
M-1	3.10	2.10	VIDRIO TEMPLADO 10mm.	BATIENTE/FLUJA	10
M-1	1.80	2.10	VIDRIO TEMPLADO 10mm.	BATIENTE/FLUJA	4

CUADRO DE VANOS - VENTANAS ALTAS						
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL	TIPO DE VANO	CANT.
VA-1	0.60	1.75	0.20	VIDRIO	CORREDIZA	36

CUADRO DE VANOS - PUERTAS CORTAFUEGO AREAS COMUNES							
TIPO	AMBIENTE	ANCHO	ALTO	LADO	MATERIAL	TIPO DE PUERTA	CANT.
P-CC1	PUERTA DE ACCESO	1.00	2.10	DERECHA	METAL/BARRAS ANTIPANICO	BATIENTE/HOJA	4
P-CC2	PUERTA DE ACCESO	1.00	2.40	IZQUIERDA	METAL/BARRAS ANTIPANICO	BATIENTE/HOJA	10

CUADRO DE VANOS - PUERTAS CORTAFUEGO INTERIORES							
TIPO	AMBIENTE	ANCHO	ALTO	LADO	MATERIAL	TIPO DE PUERTA	CANT.
PC-1	PUERTA DE INGRESO	1.00	2.10	DERECHA	METAL	BATIENTE/HOJA	10
PC-2	PUERTA DE INGRESO	0.90	2.10	IZQUIERDA	METAL	BATIENTE/HOJA	10

CUADRO DE VANOS - PUERTAS INTERIORES							
TIPO	AMBIENTE	ANCHO	ALTO	LADO	MATERIAL	TIPO DE PUERTA	CANT.
P-1	PUERTA DORMITORIO 01	0.80	2.10	DERECHA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-2	PUERTA DORMITORIO 02	0.80	2.10	IZQUIERDA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-3	PUERTA DORMITORIO 03	0.80	2.10	DERECHA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-4	PUERTA BAÑO COMUN	0.70	2.10	IZQUIERDA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	25
P-5	PUERTA BAÑO PRINCIPAL	0.70	2.10	DERECHA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-6	PUERTA COCINA	0.80	2.10	IZQUIERDA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-7	PUERTA LAVANDERIA	0.80	2.10	DERECHA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-8	PUERTA DORMITORIO S/C	0.80	2.10	IZQUIERDA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-9	PUERTA BAÑO SERVICIO	0.70	2.10	IZQUIERDA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20



PROFESIONAL:
BACHILLER EN INGENIERÍA CIVIL
OCR:118046

PROPIETARIO:
PROPIETARIO

PROYECTO:
CONJUNTO MULTIFAMILAR EN PUEBLO LIBRE

PLANO:
ARQUITECTURA - PLANTA 7MO NIVEL

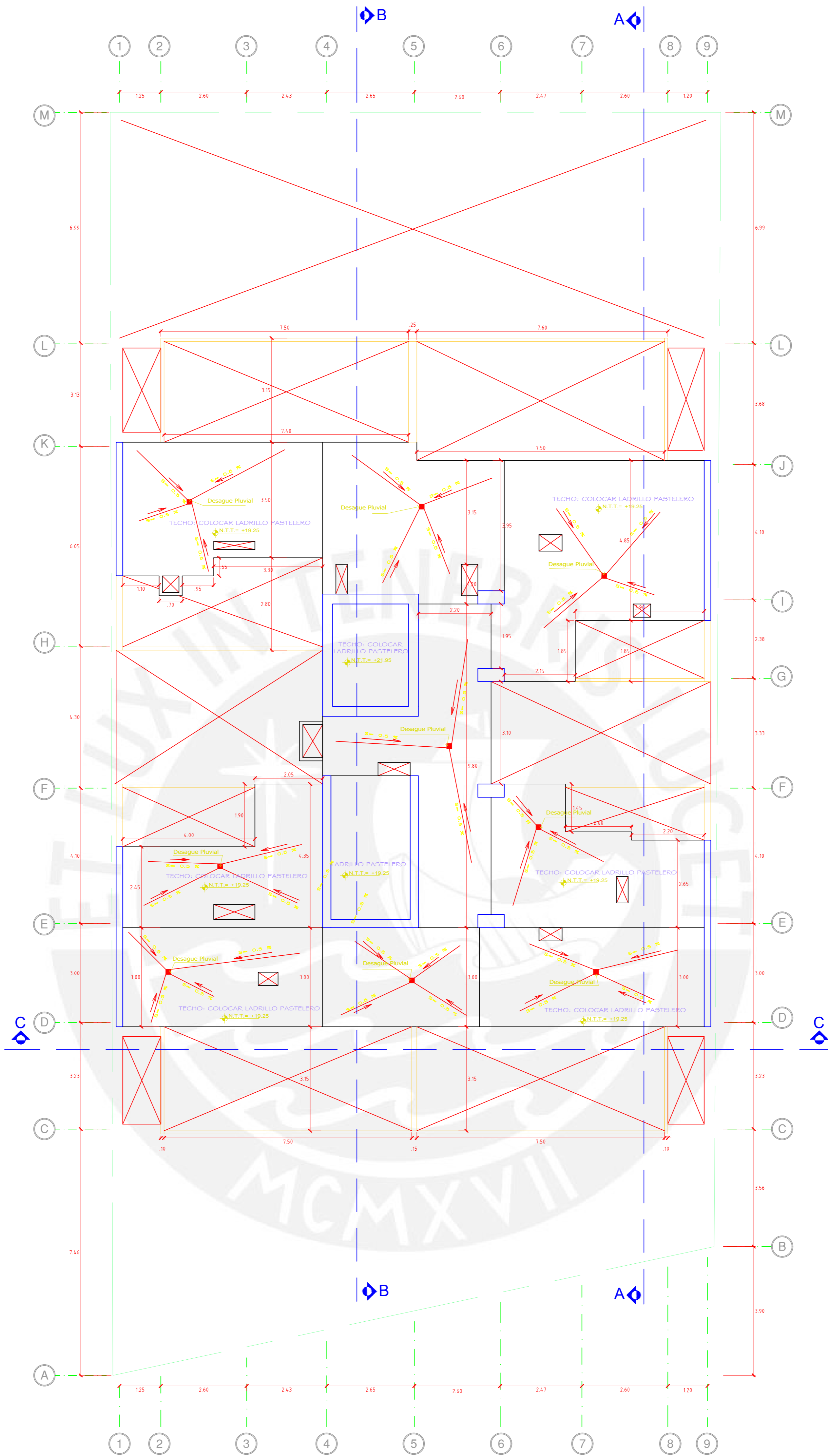
FECHA: **MARZO 2022**

ESCALA: **1/75**

DESBARROLLO: **D.G.A.**

DESARROLLO: **DARWIN GONZALES ARCONDO**

LAMINA: **A-04**



PLANTA AZOTEA

NIVEL 7º PISO = \downarrow N.P.T. = +19.25

CUADRO DE VANOS - VENTANAS AREAS COMUNES

TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL	TIPO DE MAMPARA	CANT.
VC-1	1.80	1.25	1.00	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	2

CUADRO DE VANOS - VENTANAS DEPARTAMENTOS

TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL	TIPO DE MAMPARA	CANT.
V-1	1.40	1.90	0.20	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	20
V-2	1.00	1.90	0.20	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	20
V-3	1.15	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	20
V-4	1.10	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	20
V-5	1.05	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	9
V-6	0.90	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	4
V-7	0.85	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	4
V-8	1.40	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	8
V-9	0.95	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	8
V-10	1.80	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	2
V-11	1.60	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	2
V-12	1.25	1.00	1.10	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	2
V-13	1.40	1.10	1.00	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	4
V-14	1.45	1.90	0.20	VIDRIO TEMPLADO 6mm.	SISTEMA TIPO NOVA	2

CUADRO DE VANOS - MAMPARAS AREAS COMUNES

TIPO	ANCHO	ALTO	MATERIAL	TIPO DE MAMPARA	CANT.
MC-1	3.95	2.25	VIDRIO TEMPLADO 10mm.	BATIENTE/FLUJA	1

CUADRO DE VANOS - MAMPARAS DEPARTAMENTOS

TIPO	ANCHO	ALTO	MATERIAL	TIPO DE MAMPARA	CANT.
M-1	1.90	2.10	VIDRIO TEMPLADO 10mm.	BATIENTE/FLUJA	10
M-2	3.10	2.10	VIDRIO TEMPLADO 10mm.	BATIENTE/FLUJA	10
M-3	1.80	2.10	VIDRIO TEMPLADO 10mm.	BATIENTE/FLUJA	4

CUADRO DE VANOS - VENTANAS ALTAS

TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL	TIPO DE VANO	CANT.
VA-1	0.60	1.75	0.20	VIDRIO	CORREDIZA	36

CUADRO DE VANOS - PUERTAS CORTAFUEGO AREAS COMUNES

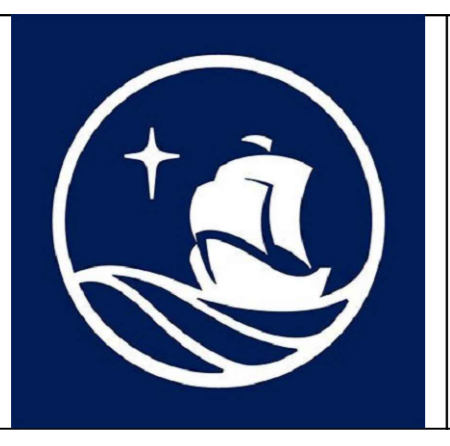
TIPO	AMBIENTE	ANCHO	ALTO	LADO	MATERIAL	TIPO DE PUERTA	CANT.
P-CC1	PUERTA DE ACCESO	1.00	2.10	DERECHA	METAL/BARRAS ANTIPANICO	BATIENTE/HOJA	4
P-CC2	PUERTA DE ACCESO	1.00	2.40	IZQUIERDA	METAL/BARRAS ANTIPANICO	BATIENTE/HOJA	10

CUADRO DE VANOS - PUERTAS CORTAFUEGO INTERIORES

TIPO	AMBIENTE	ANCHO	ALTO	LADO	MATERIAL	TIPO DE PUERTA	CANT.
PC-1	PUERTA DE INGRESO	1.00	2.10	DERECHA	METAL	BATIENTE/HOJA	10
PC-2	PUERTA DE INGRESO	0.90	2.10	IZQUIERDA	METAL	BATIENTE/HOJA	10

CUADRO DE VANOS - PUERTAS INTERIORES

TIPO	AMBIENTE	ANCHO	ALTO	LADO	MATERIAL	TIPO DE PUERTA	CANT.
P-1	PUERTA DORMITORIO 01	0.80	2.10	DERECHA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-2	PUERTA DORMITORIO 02	0.80	2.10	IZQUIERDA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-3	PUERTA DORMITORIO 03	0.80	2.10	DERECHA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-4	PUERTA BAÑO COMUN	0.70	2.10	IZQUIERDA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	25
P-5	PUERTA BAÑO PRINCIPAL	0.70	2.10	DERECHA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-6	PUERTA COCINA	0.80	2.10	IZQUIERDA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-7	PUERTA LAVANDERIA	0.80	2.10	DERECHA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-8	PUERTA DORMITORIO S/C	0.80	2.10	IZQUIERDA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20
P-9	PUERTA BAÑO SERVICIO	0.70	2.10	IZQUIERDA	CONTRAPLACADA MDF	BATIENTE	20



PROFESIONAL:
BACHILLER EN INGENIERÍA CIVIL
OCR:118046

PROPIETARIO:
PROPIETARIO

PROYECTO:
CONJUNTO MULTIFAMILAR EN PUEBLO LIBRE

PLANO:
ARQUITECTURA - PLANTA AZOTEA

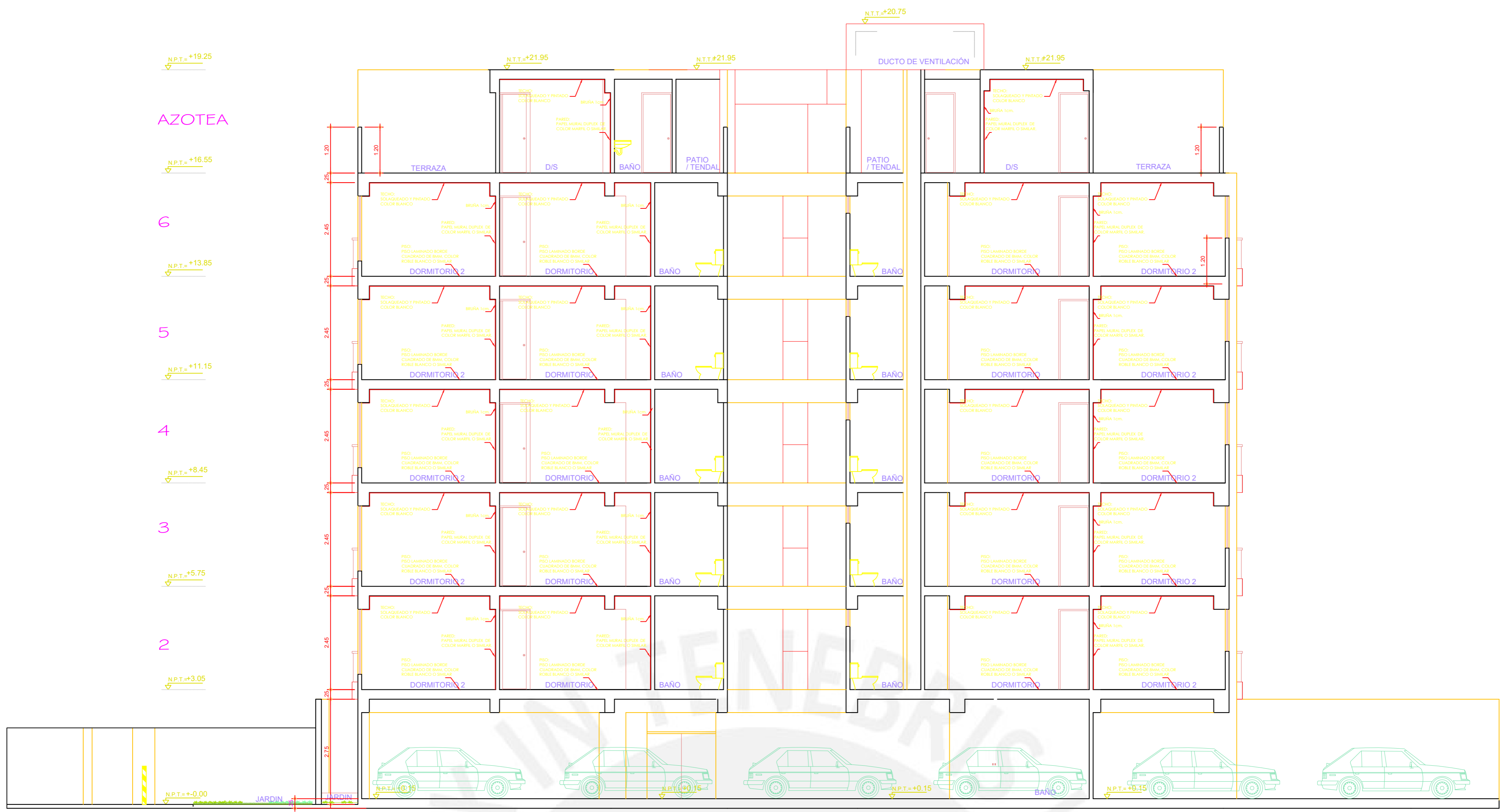
FECHA: **MARZO 2022**

ESCALA: **1/75**

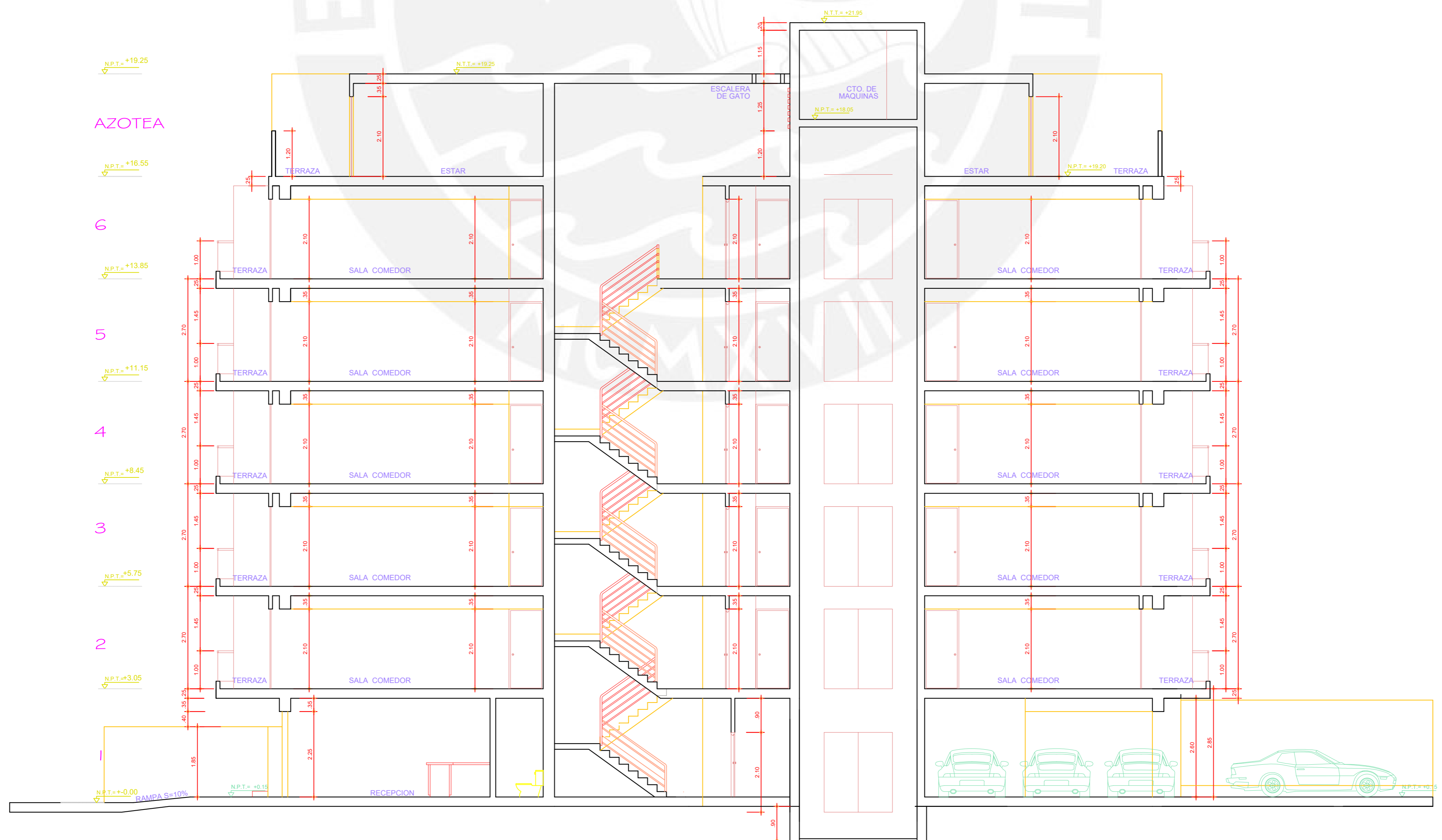
DESBOLSO: **D.G.A.**

DESARROLLO: **DARWIN GONZALES ARCONDO**

LAMINA:
A-05



CORTE A - A



CORTE B - B



BACHILLER EN
INGENIERÍA CIVIL
OCR:118046

PROPIETARIO:
PROPIETARIO

PROYECTO:
CONJUNTO MULTIFAMILAR EN PUEBLO LIBRE

PLANO:
ARQUITECTURA - CORTES A - B

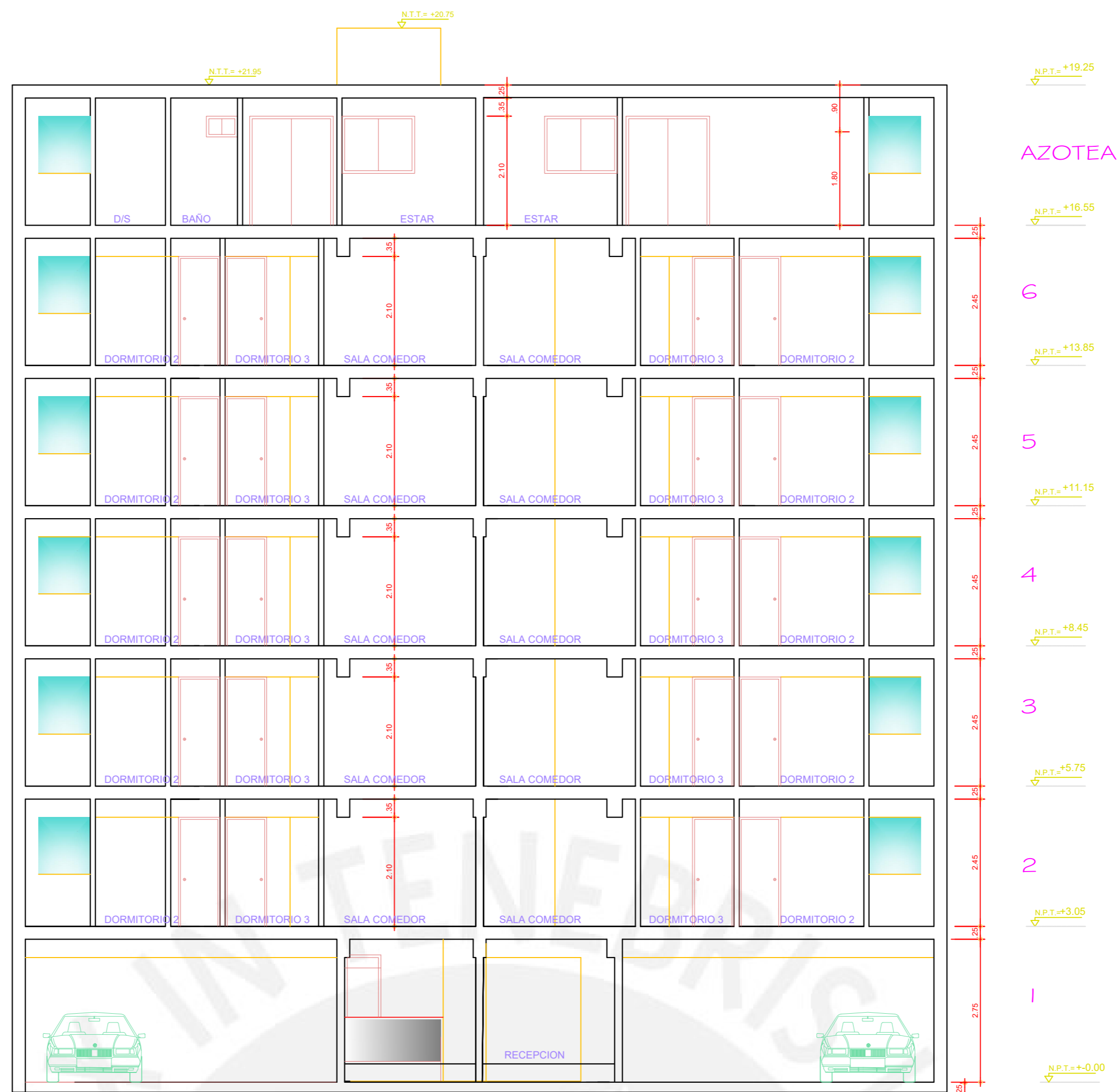
FECHA: **MARZO 2022**

ESCALA: **1/75**

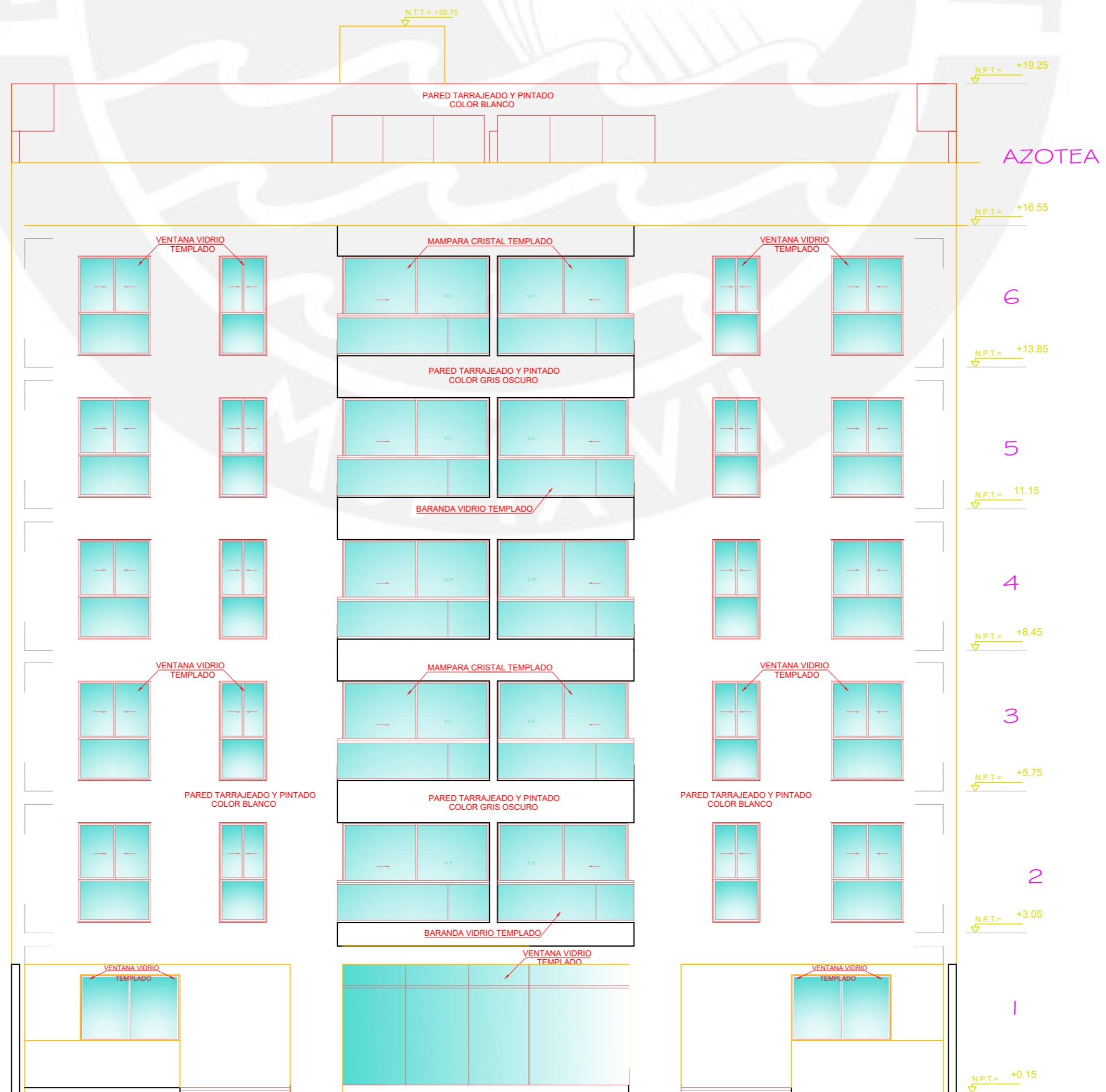
DRUJO: **D.G.A.**

DESARROLLO:
DARWIN GONZALES ARCONDO

LAMINA:
A-06



CORTE C-C



ELEVACION FRONTAL CORTE AV. BOLIVAR



PROFESIONAL:
BACHILLER EN INGENIERÍA CIVIL
 OCR:118046

PROPIETARIO:
PROPIETARIO

PROYECTO:
CONJUNTO MULTIFAMILAR EN PUEBLO LIBRE

PLANO:
ARQUITECTURA - CORTE C - ELEVACION FRONTAL

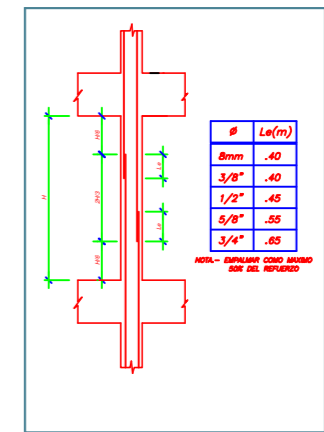
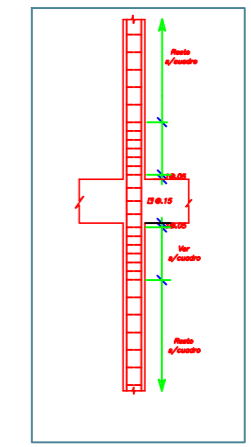
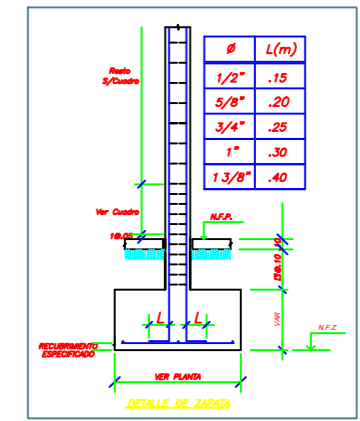
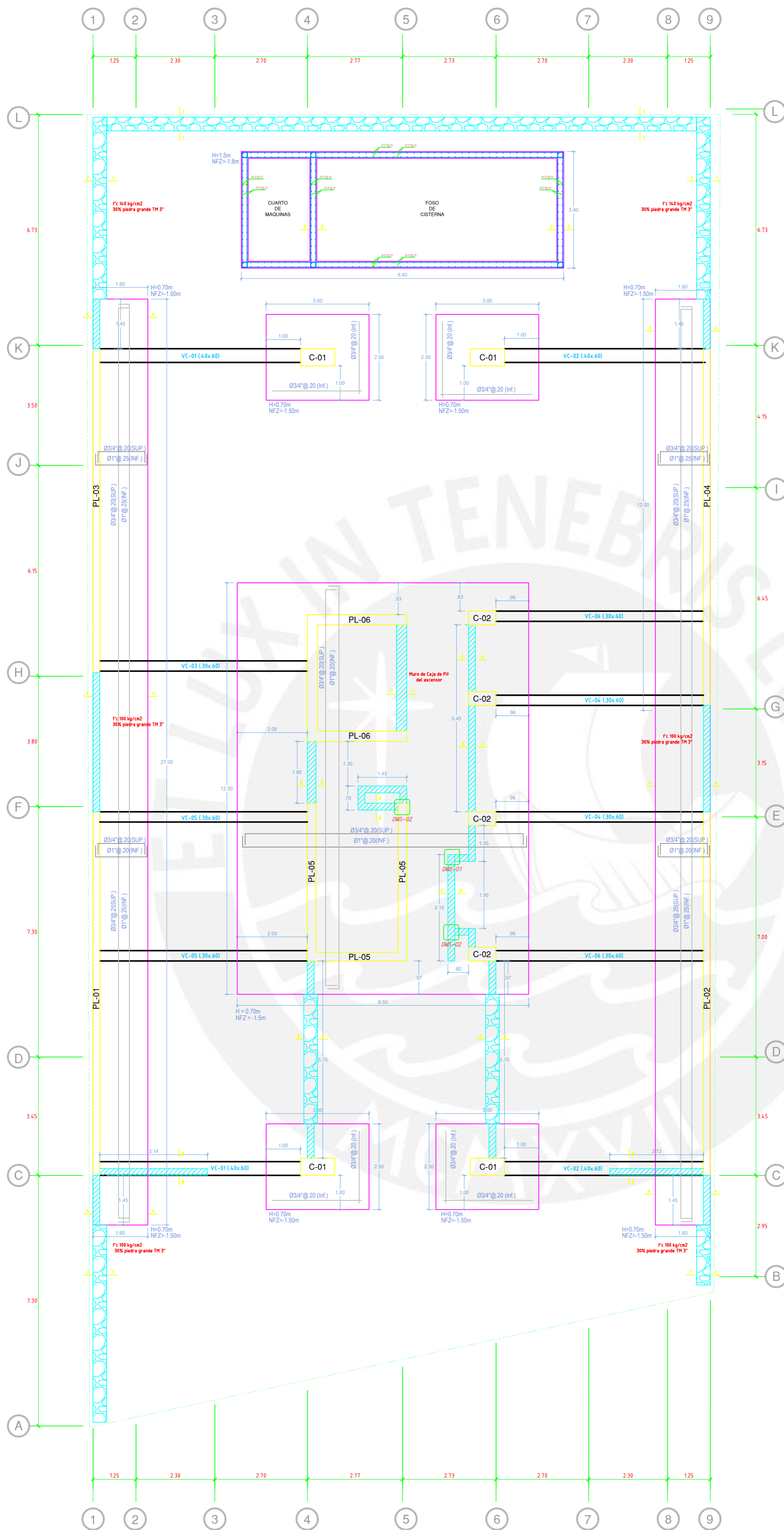
FECHA: **MARZO 2022**

ESCALA: **1/75**

DRUJO: **D.G.A.**

DESARROLLO:
DARWIN GONZALES ARCONDO

LAMINA:
A-07



PROFESIONAL:
BACHILLER EN INGENIERÍA CIVIL
 OCR:118046

PROPIETARIO:
PROPIETARIO

PROYECTO:
CONJUNTO MULTIFAMILIAR EN PUEBLO LIBRE

PLANO:
ESTRUCTURAS - CIMENTACIÓN

FECHA: **MARZO - 2022**

ESCALA: **1/75**

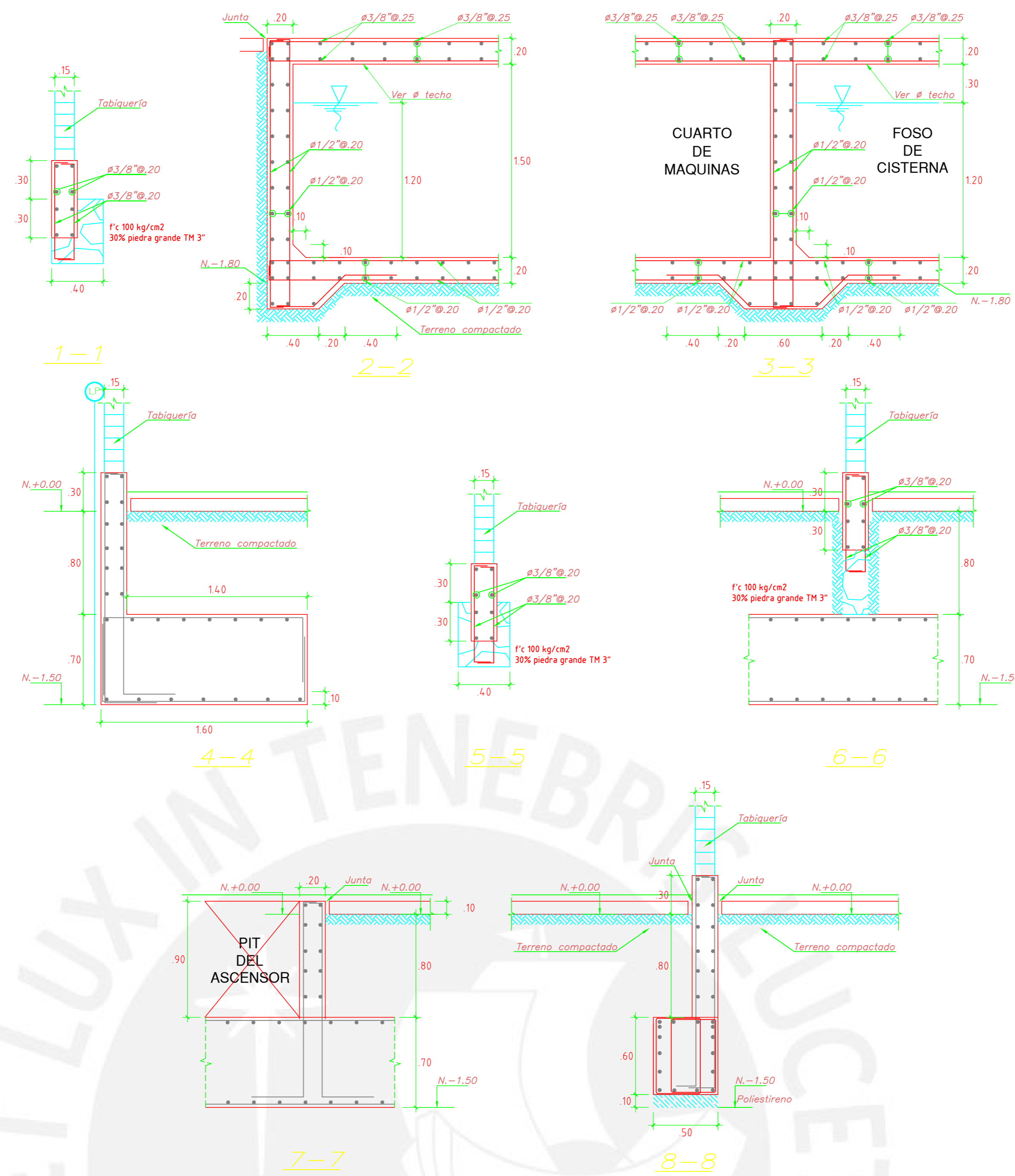
DIBUJO: **D.G.A**

DESARROLLO:
DARWIN GONZALES ARCONDO

LAMINA:
E-02

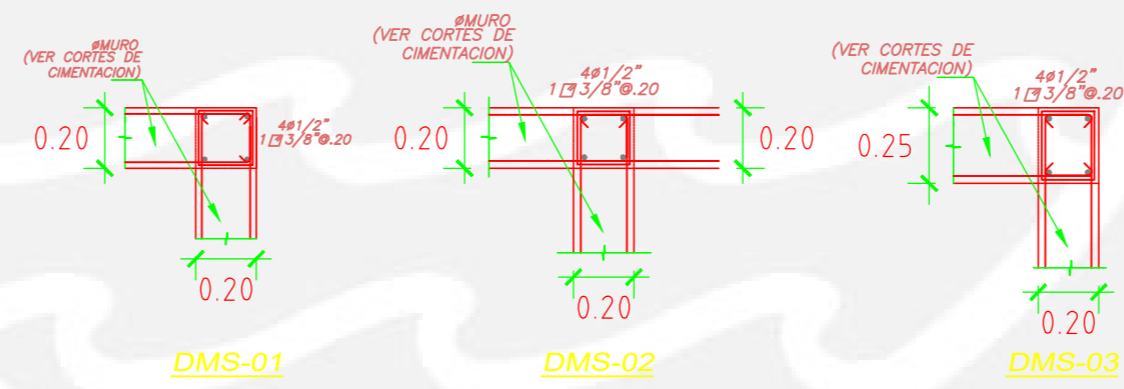
DETALLES DE CIMENTACION

ESCALA 1/25



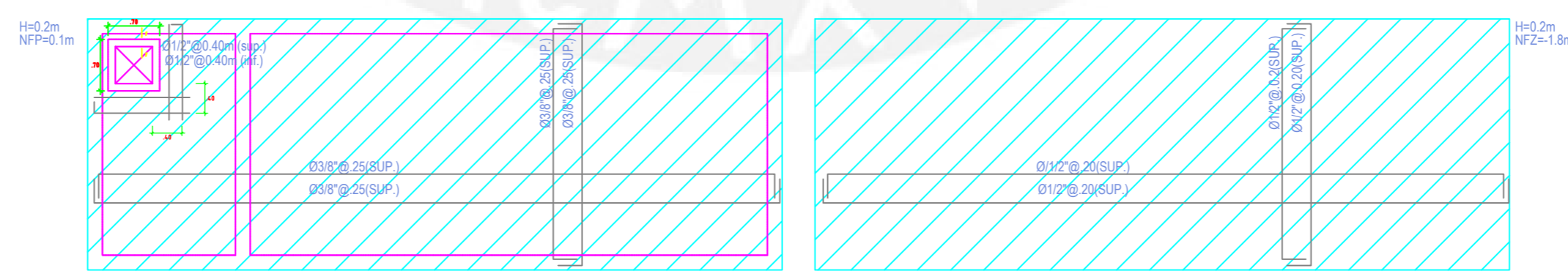
DETALLES DE ENCUENTRO DE MUROS

ESCALA 1/25



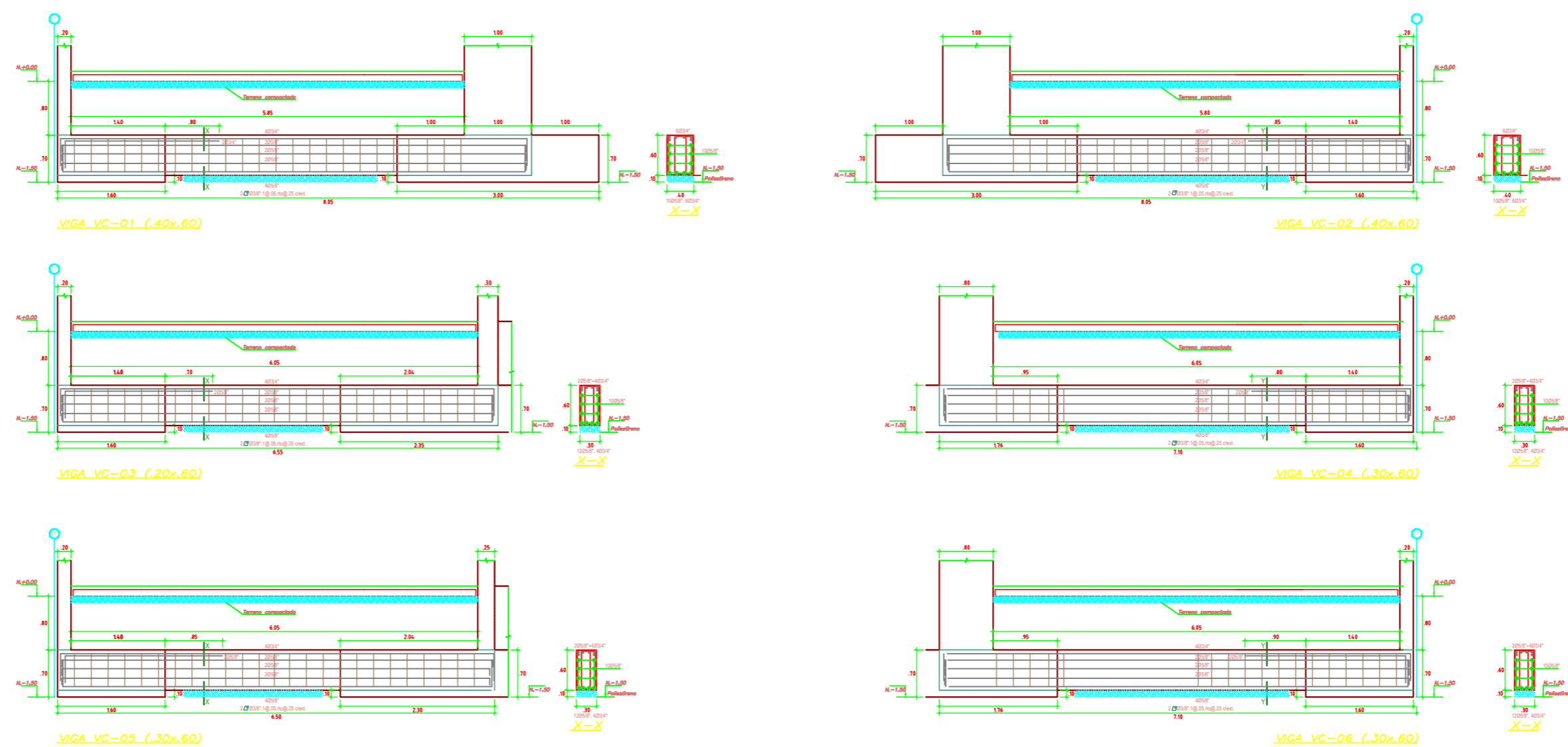
DETALLE DE LOSA EN CUARTO DE MAQUINAS Y CISTERNA DE AGUA

ESCALA 1/75



DETALLES DE VIGAS DE CIMENTACION

ESCALA 1/75



PROFESIONAL:
BACHILLER EN INGENIERÍA CIVIL
 OCR:118046

PROPIETARIO:
PROPIETARIO

PROYECTO:
CONJUNTO MULTIFAMILIAR EN PUEBLO LIBRE

PLANO:
ESTRUCTURAS - DETALLES DE CIMENTACIÓN

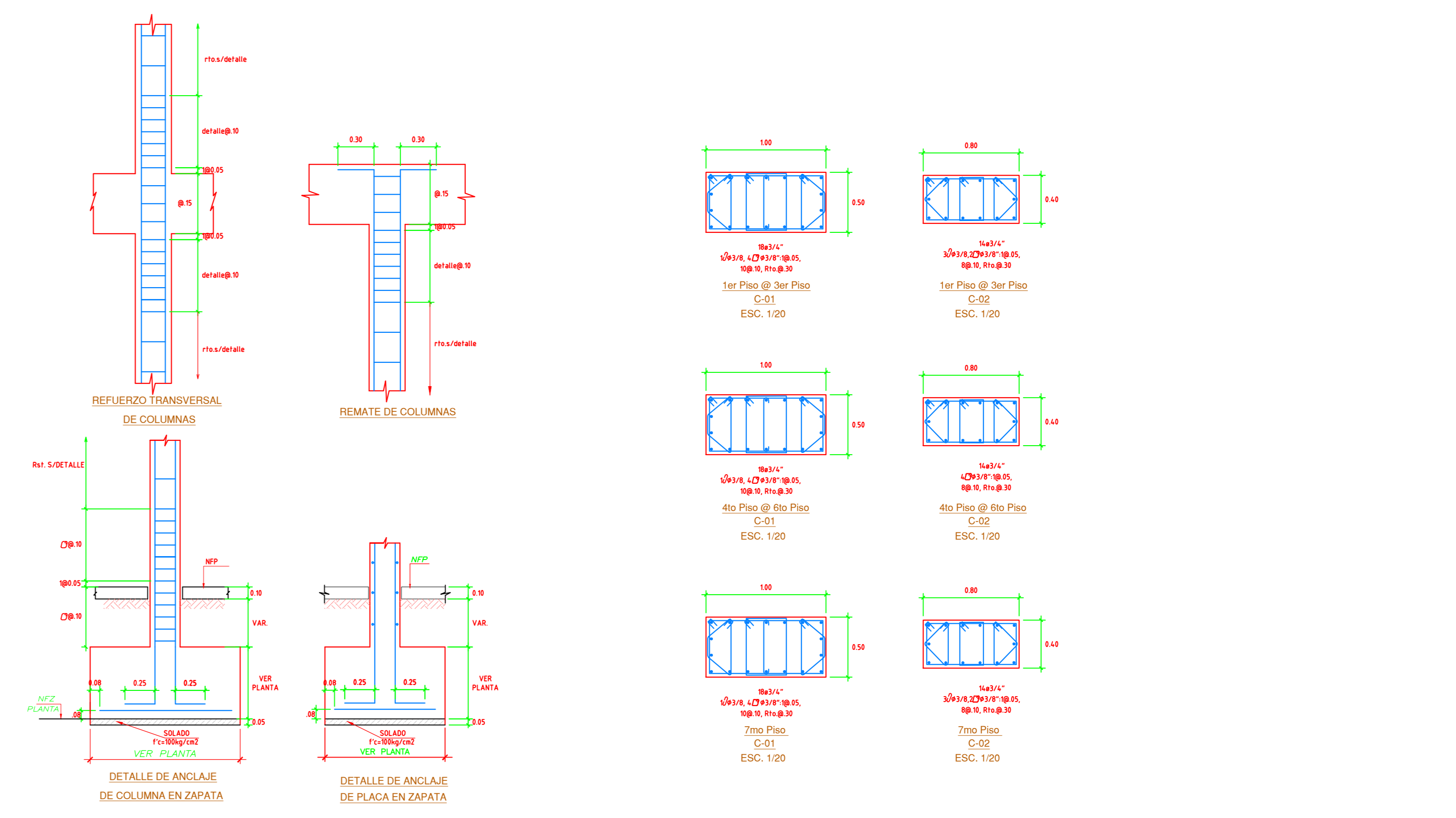
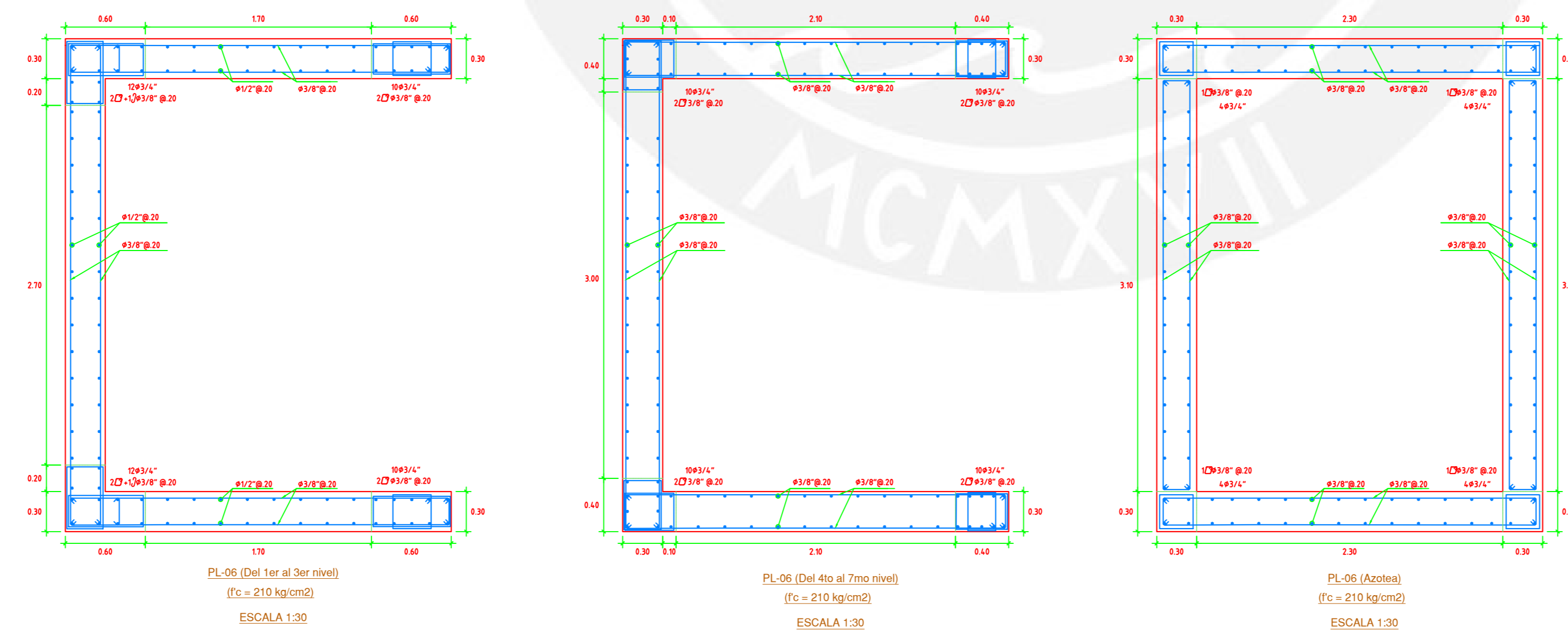
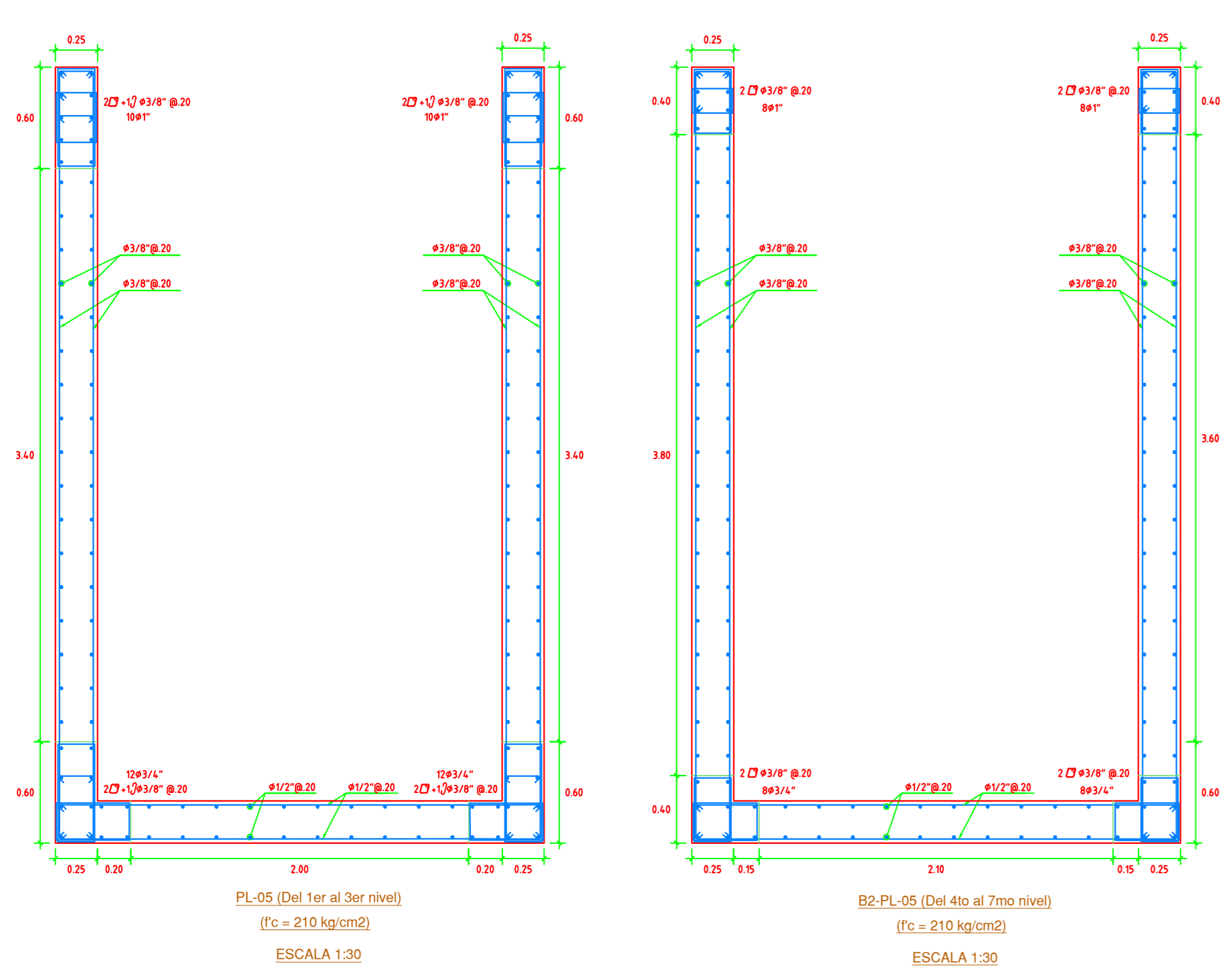
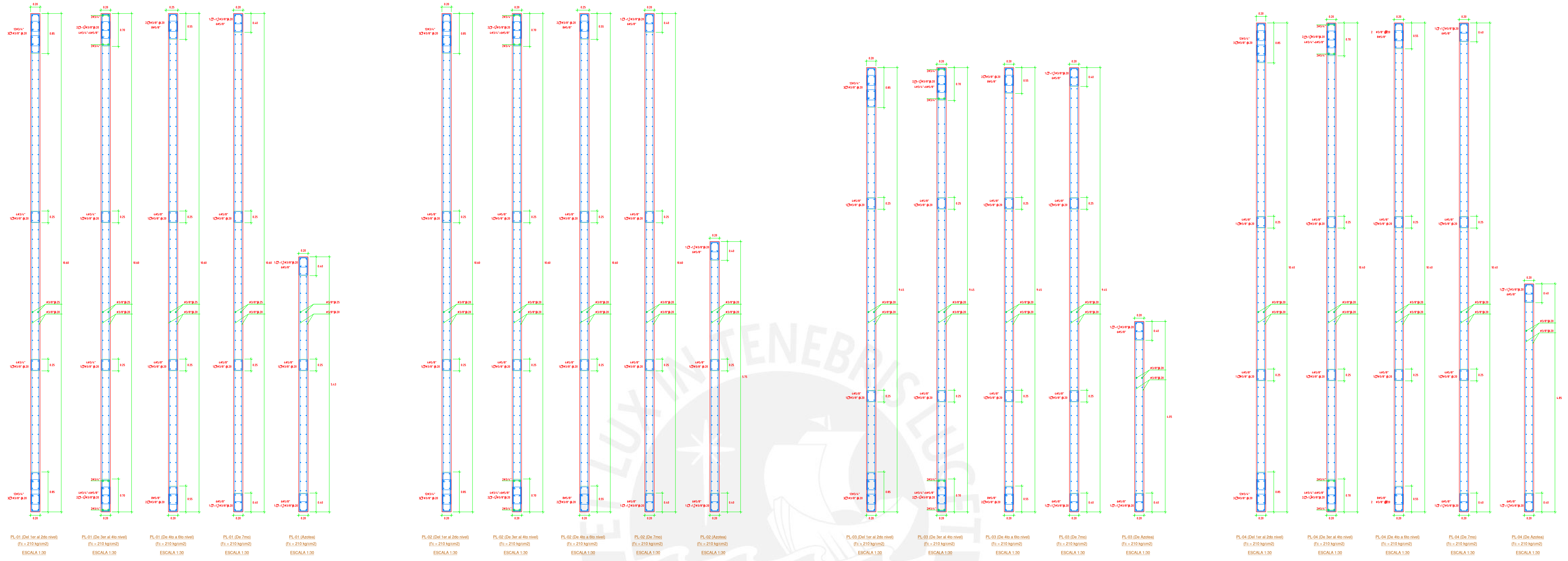
FECHA: **MARZO - 2022**

ESCALA: **1/75, 1/25**

DRUJO: **D.G.A**

DESARROLLO:
DARWIN GONZALES ARCONDO

LAMINA:
E-03



PROFESIONAL:
**BACHILLER
 INGENIERÍA CIVIL**
 OCR:118046

PROPIETARIO:
PROPIETARIO

PROYECTO:
CONJUNTO MULTIFAMILAR EN PUEBLO LIBRE

PLANO:
ESTRUCTURAS - CUADRO DE PLACAS Y COLUMNAS

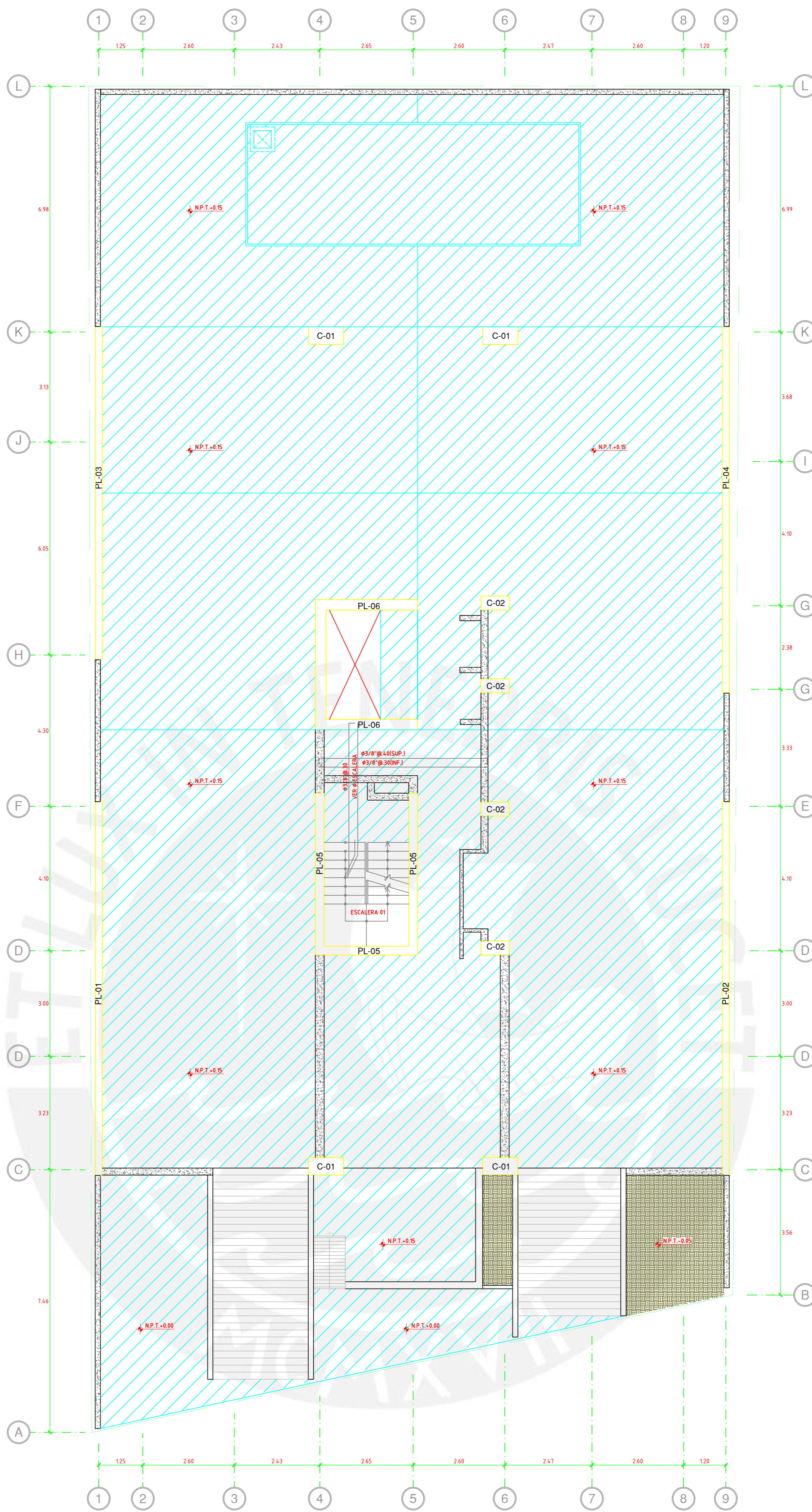
FECHA: **MARZO 2022**

ESCALA: **1/30**

DIBUJO: **D.G.A.**

DESARROLLO: **DARWIN GONZALES ARCONDO**

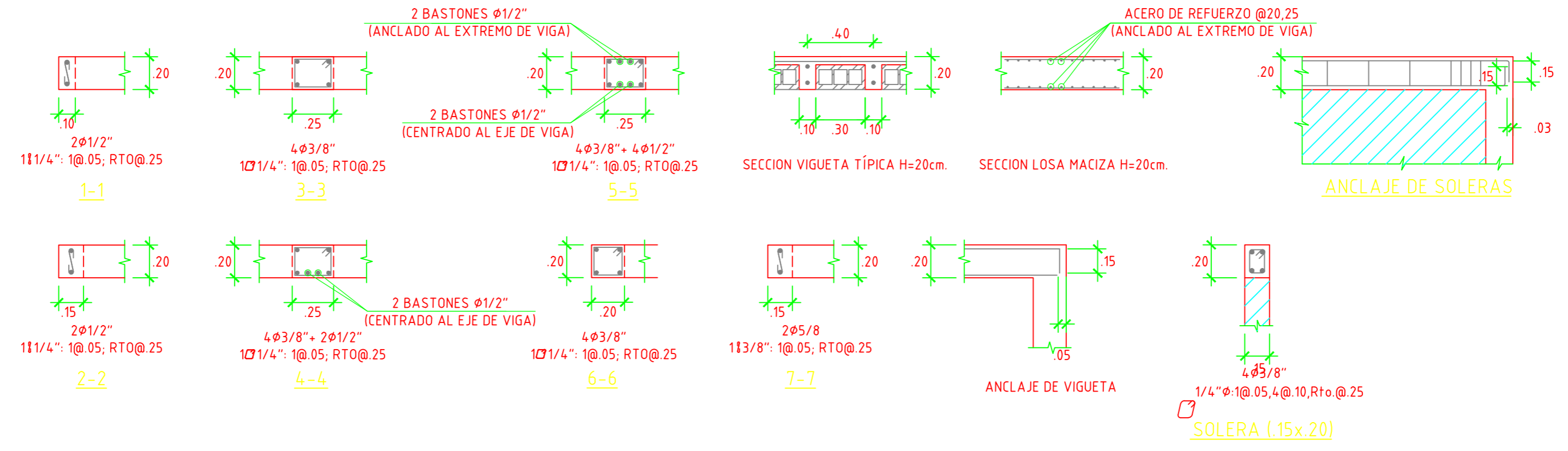
LAMINA: **E-04**



PISO DEL 1ER NIVEL
 (S/C = 200 kg/m²)
 ESC: 1/75

- LOSA MACISA DE 20 CM
- VACIO (pif del ascensor)
- SOBRE CEMENTO DE MUROS
- TERRENO NATURAL

ESCALA 1/25



PROFESIONAL:
BACHILLER DE INGENIERÍA CIVIL
 OCR:118046

PROPIETARIO:
PROPIETARIO

PROYECTO:
CONJUNTO MULTIFAMILAR EN PUEBLO LIBRE

PLANO:
ESTRUCTURAS - ENCOFRADO PLANTA 1ER NIVEL

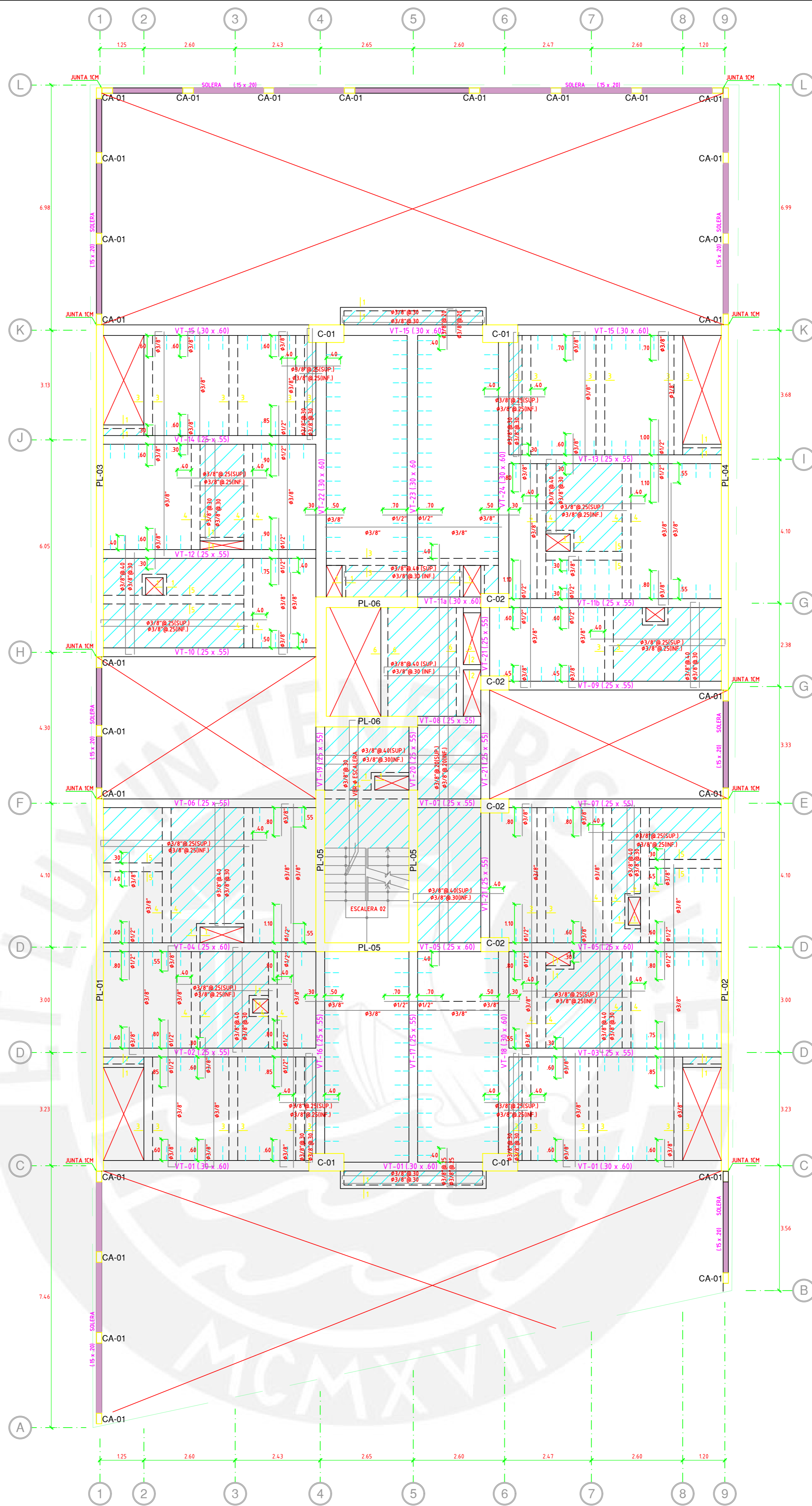
FECHA:
MARZO 2022

ESCALA:
1/75, 1/25

DIBUJO:
D.G.A.

DESARROLLO:
DARWIN GONZALES ARCONDO

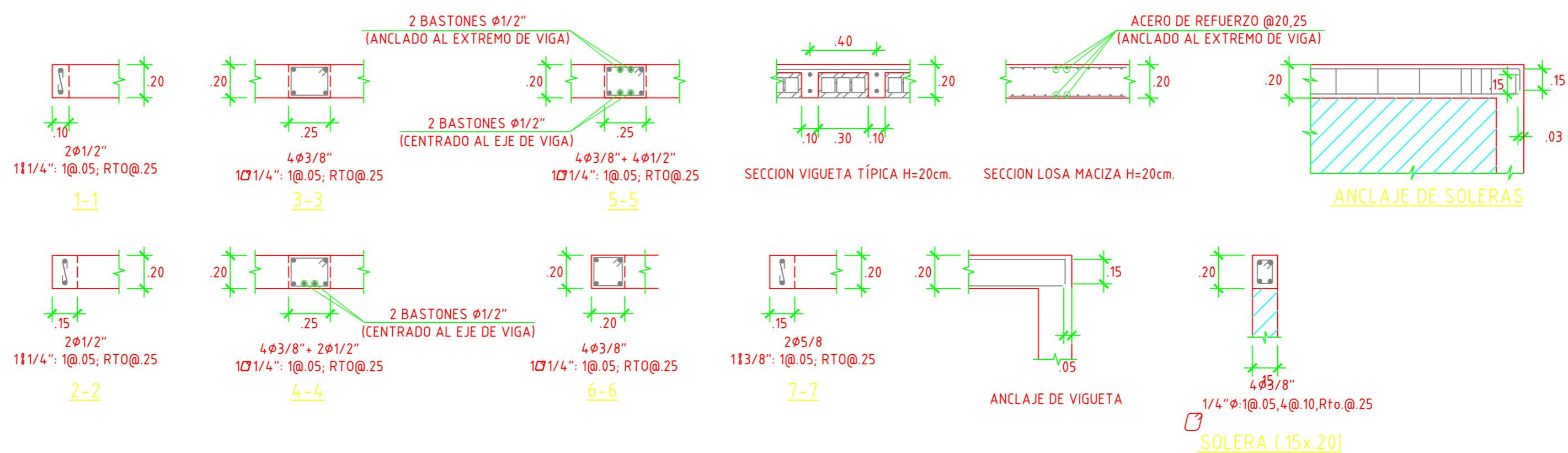
LAMINA:
E-05



ENCOFRADO TECHO PLANTA DEL 1ER PISO
 (S/C = 200 kg/m²)
 ESC: 1/75

- LOSA MACISA DE 20 CM
- LOSA ALIGERADA DE 20 CM
espaciamiento entre viguetas de 4.0cm
- VACIO (ductos)

ESCALA 1/25



PROFESIONAL:
BACHILLER DE INGENIERÍA CIVIL
 OCR:118046

PROPIETARIO:
PROPIETARIO

PROYECTO:
CONJUNTO MULTIFAMILIAR EN PUEBLO LIBRE

PLANO:
ESTRUCTURAS - ENCOFRADO TECHO 1ER NIVEL

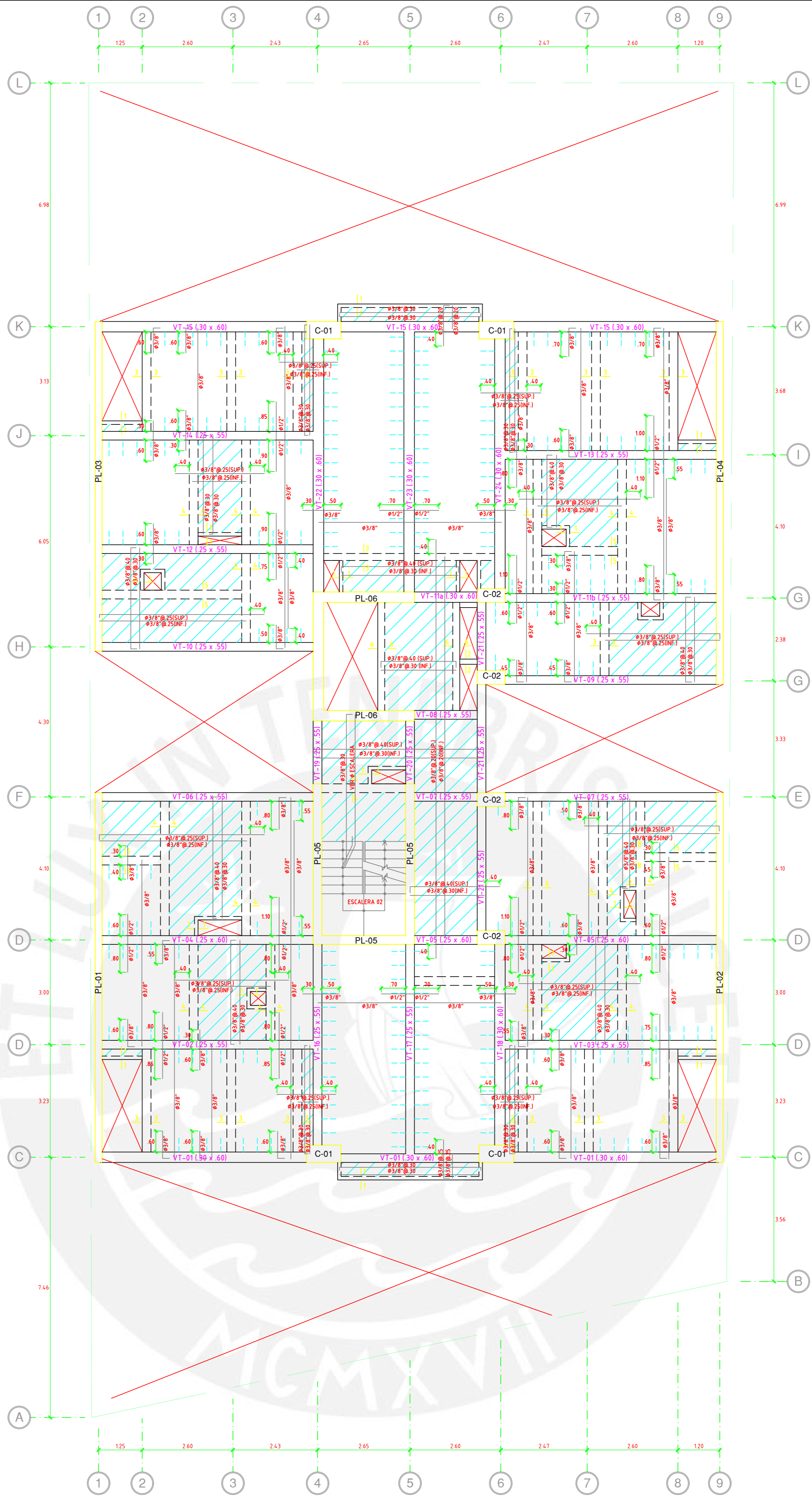
FECHA: **MARZO 2022**

ESCALA: **1/75, 1/25**

PROYECTO: **D.G.A.**

DESARROLLO: **DARWIN GONZALES ARCONDO**

E-06



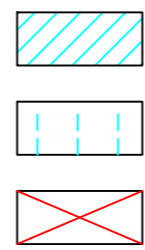
ENCOFRADO TECHO PLANTA DEL 2ER AL 4TO PISO

(S/C = 200 kg/m²)
ESC: 1/75

LOSA MACISA DE 20 CM

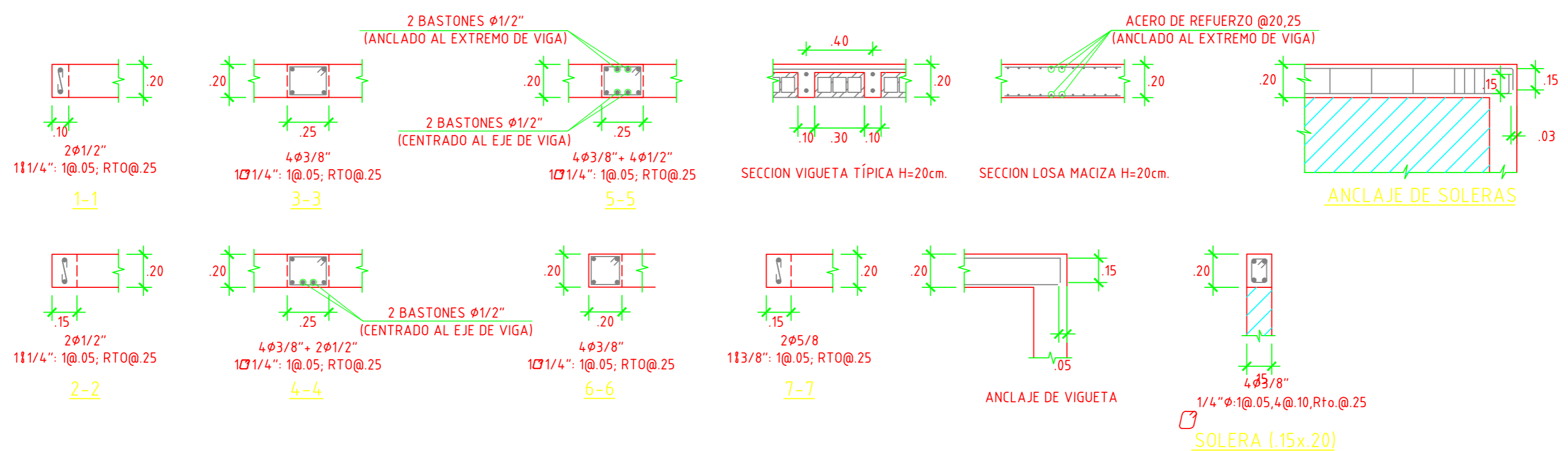
LOSA ALIGERADA DE 20 CM
espaciamento entre viguetas de 40cm

VACIO (ductos)



N.P.T.-5.70
N.P.T.-4.40
N.P.T.-11.10

ESCALA 1/25



BACHILLER DE INGENIERÍA CIVIL
OCR:118046

PROPIETARIO:
PROPIETARIO

PROYECTO:
CONJUNTO MULTIFAMILIAR EN PUEBLO LIBRE

PLANO:
ESTRUCTURAS - ENCOFRADO TECHO 2DO AL 4TO NIVEL

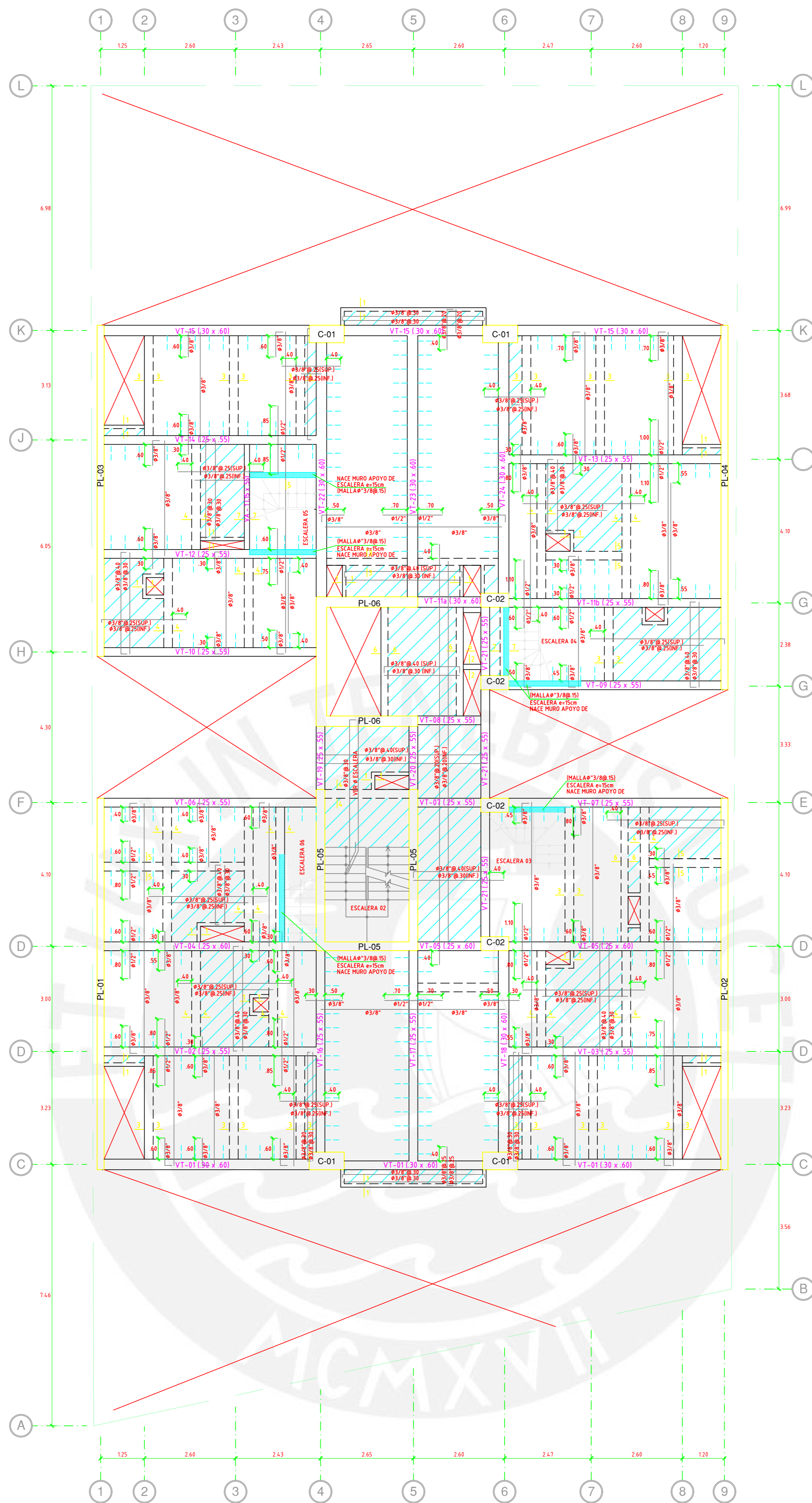
FECHA: **MARZO 2022**

ESCALA: **1/75, 1/25**

PROYECTO: **D.G.A.**

DESARROLLO: **DARWIN GONZALES ARCONDO**

E-07

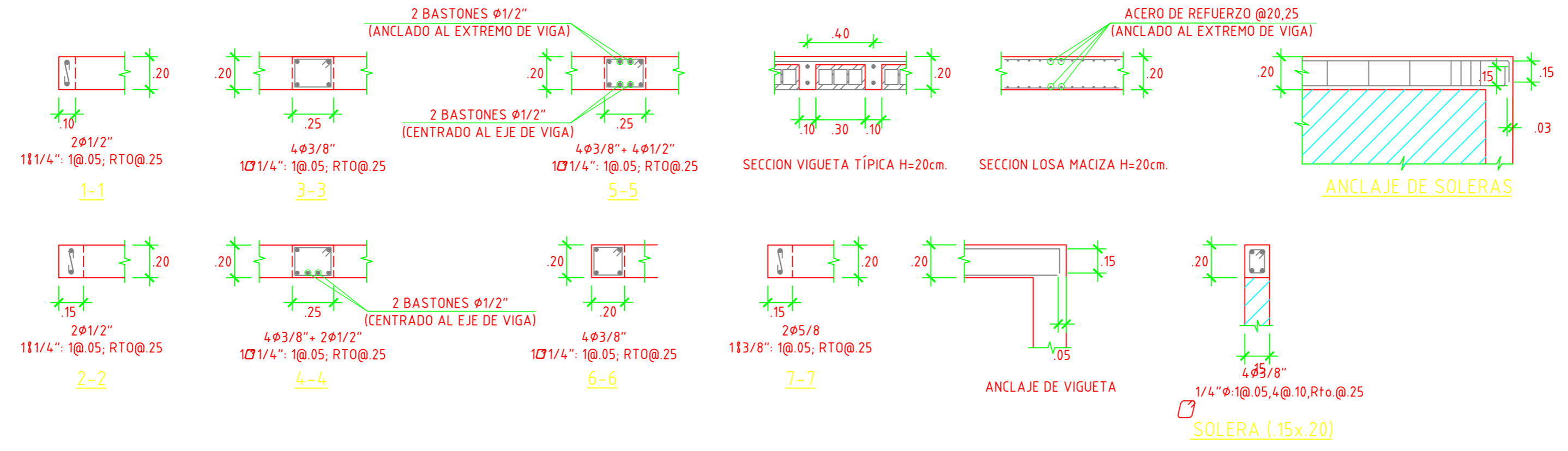


ENCOFRADO TECHO PLANTA DEL 5TO PISO ▲ N.P.T. = 0.880

IS/C = 200 kg/m²
ESC. 1/75

- LOSA MACISA DE 20 CM
- LOSA ALIGERADA DE 20 CM
espaciamiento entre viguetas de 40cm
- VACIO (ductos)

ESCALA 1/25



PROFESIONAL:
BACHILLER DE INGENIERÍA CIVIL
OCR:118046

PROPIETARIO:
PROPIETARIO

PROYECTO:
CONJUNTO MULTIFAMILAR EN PUEBLO LIBRE

PLANO:
ESTRUCTURAS - ENCOFRADO TECHO 5TO NIVEL

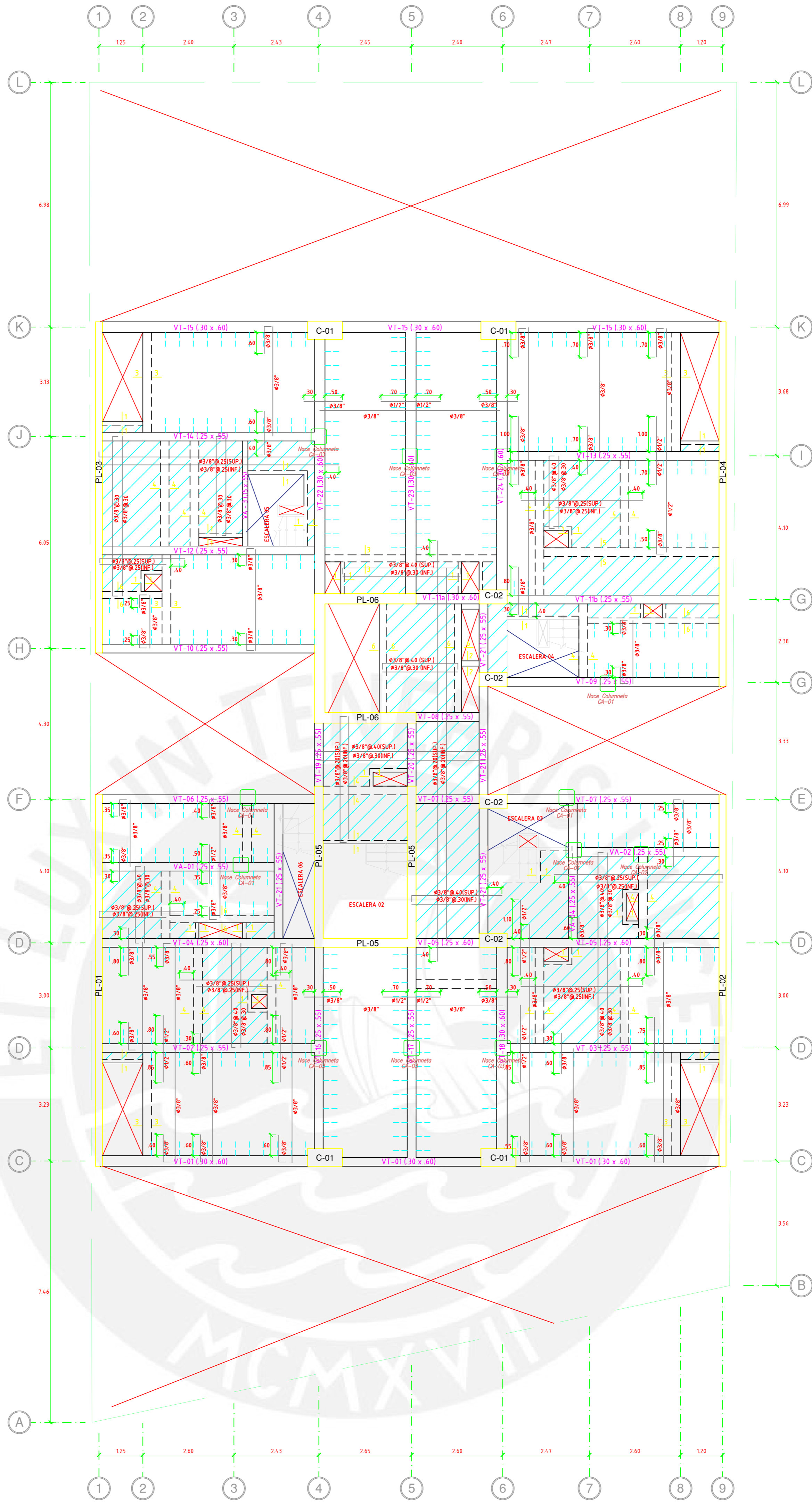
FECHA: **MARZO 2022**

ESCALA: **1/75, 1/25**

PROYECTO: **D.G.A.**

DESARROLLO: **DARWIN GONZALES ARCONDO**

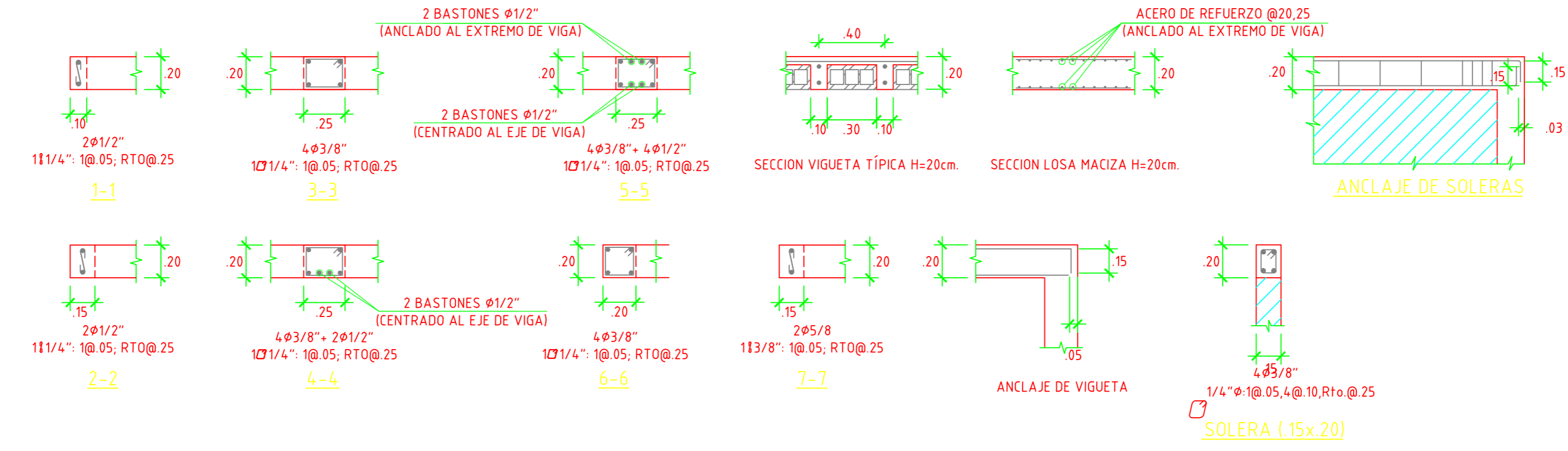
E-08



ENCOFRADO TECHO PLANTA DEL 6TO PISO
 (SRC = 200 kg/m²)
 ESC: 1/75

- LOSA MACISA DE 20 CM
- LOSA ALIGERADA DE 20 CM
espaciamiento entre viquetas de 40cm.
- VACIO (ductos)

ESCALA 1/25



PROFESIONAL:
BACHILLER DE INGENIERÍA CIVIL
 OCR:118046

PROPIETARIO:
PROPIETARIO

PROYECTO:
CONJUNTO MULTIFAMILAR EN PUEBLO LIBRE

PLANO:
ESTRUCTURAS - ENCOFRADO TECHO 6TO NIVEL

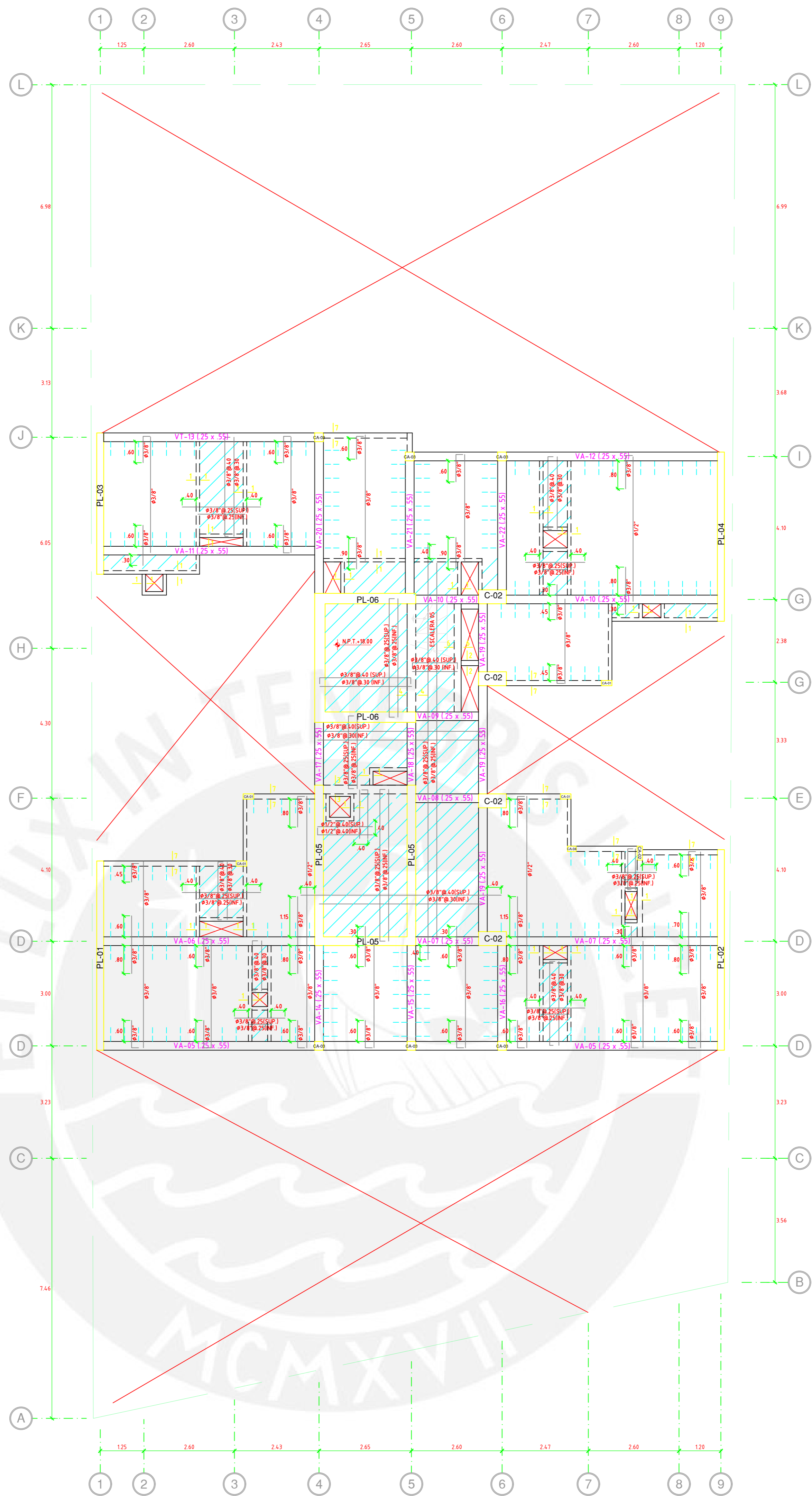
FECHA: **MARZO 2022**

ESCALA: **1/75, 1/25**

DIBUJO: **D.G.A.**

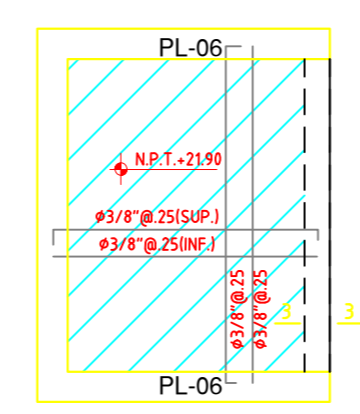
DESARROLLO: **DARWIN GONZALES ARCONDO**

E-09



ENCOFRADO TECHO PLANTA AZOTEA
 (S/C = 100 kg/m²)
 ESC: 1/75

- LOSA MACISA DE 20 CM
- LOSA ALIGERADA DE 20 CM
 espaciamiento entre viguetas de 40cm
- VACIO (ductos)



ENCOFRADO CUARTO DE MAQUINAS
 (S/C = 100 kg/m²)
 ESC: 1/75

- LOSA MACISA DE 20 CM



PROFESIONAL:
BACHILLER DE INGENIERÍA CIVIL
 OCR:118046

PROPIETARIO:
PROPIETARIO

PROYECTO:
CONJUNTO MULTIFAMILAR EN PUEBLO LIBRE

PLANO:
ESTRUCTURAS - ENCOFRADO TECHO AZOTEA

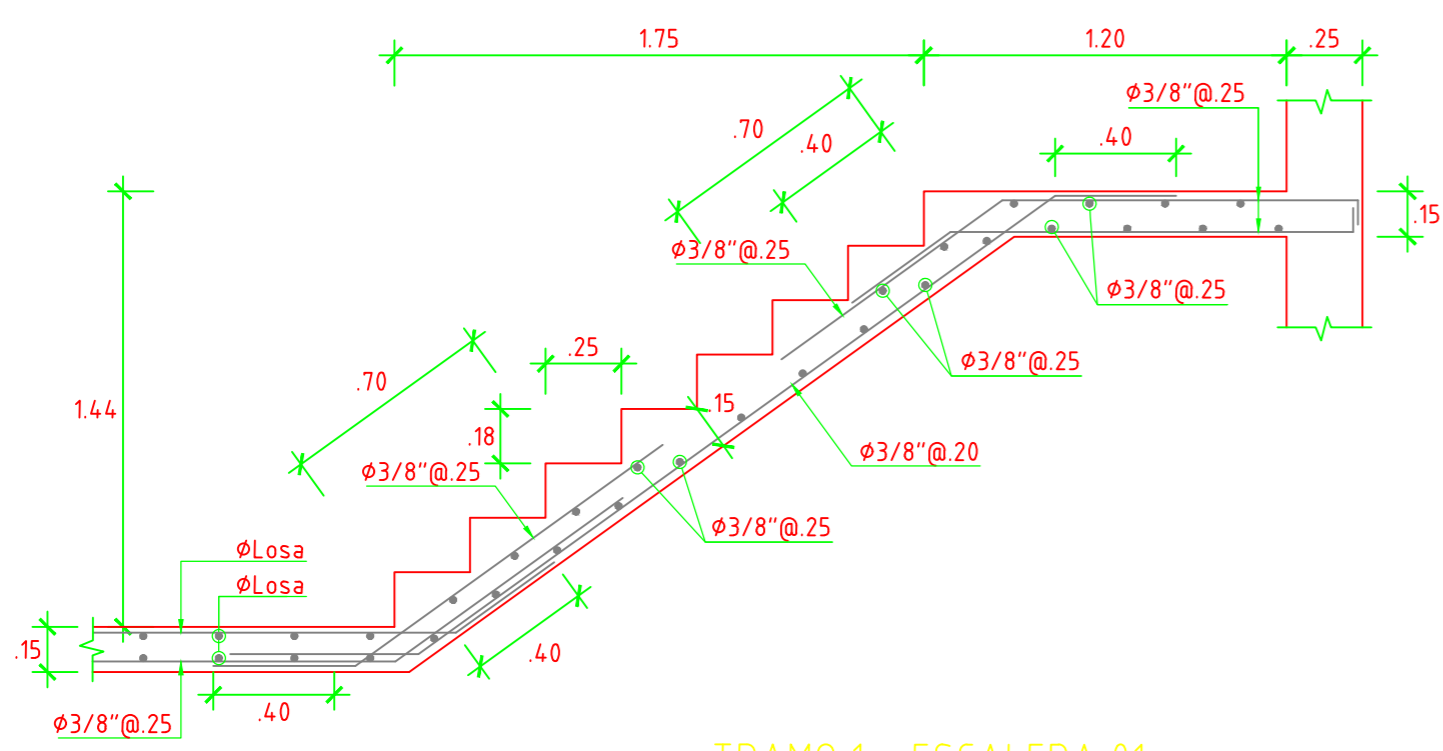
FECHA: **MARZO 2022**

ESCALA: **1/75, 1/25**

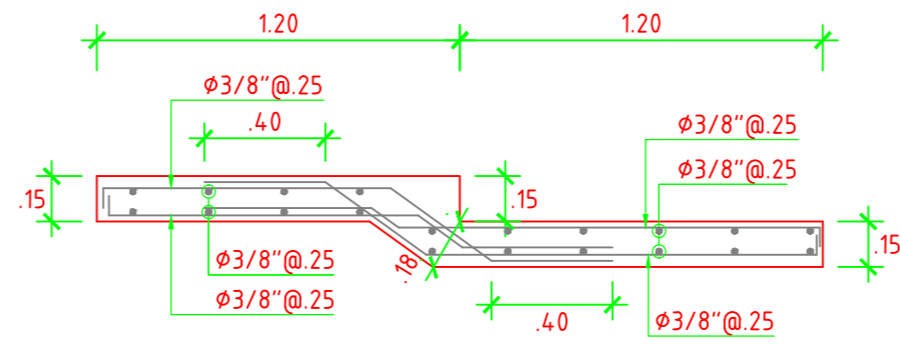
DRUJÓ: **D.G.A.**

DESARROLLO:
DARWIN GONZALES ARCONDO

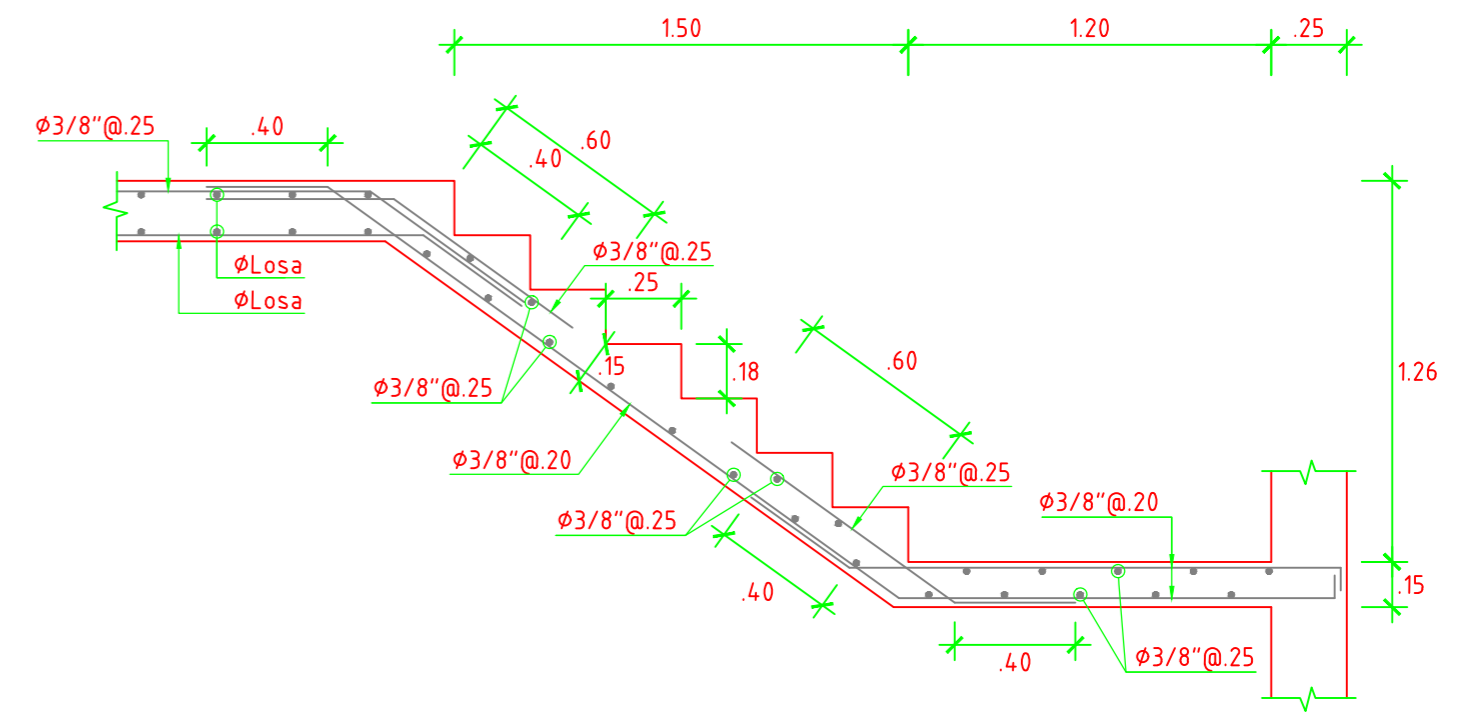
LAMINA:
E-010



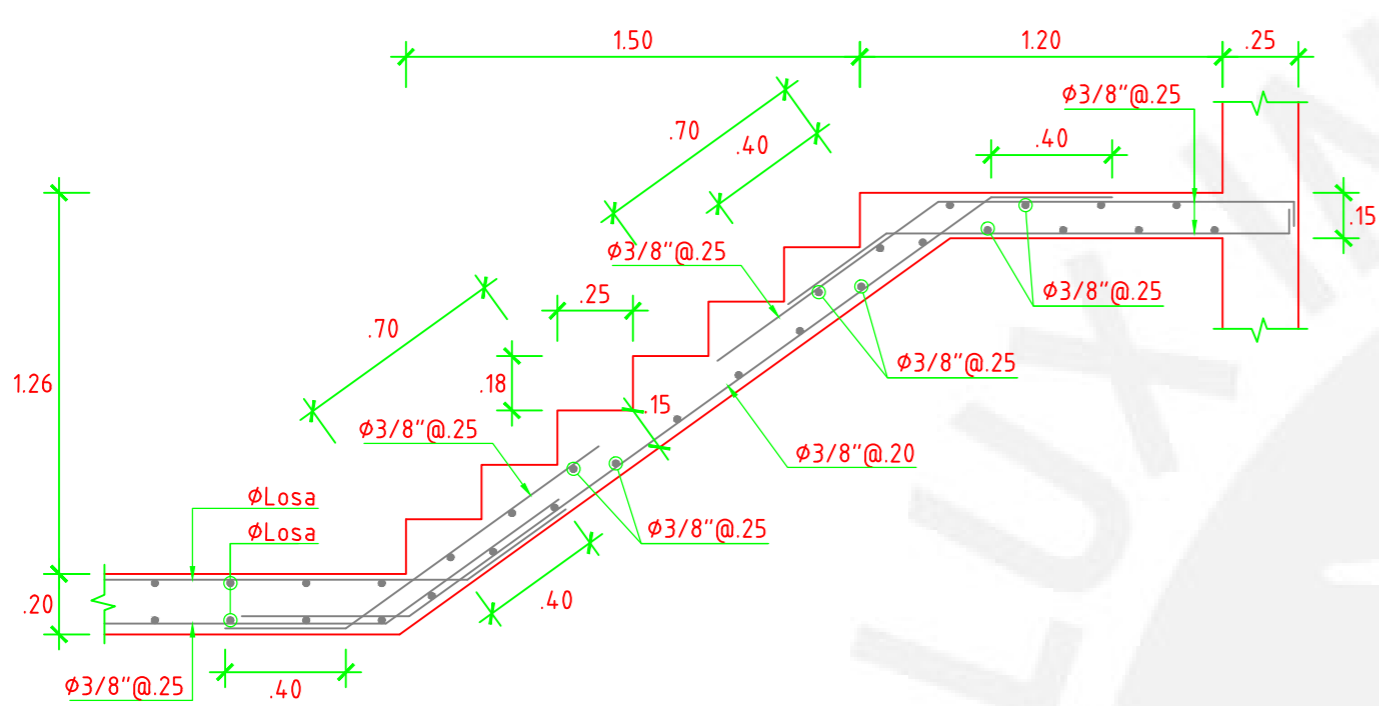
TRAMO 1 - ESCALERA 01



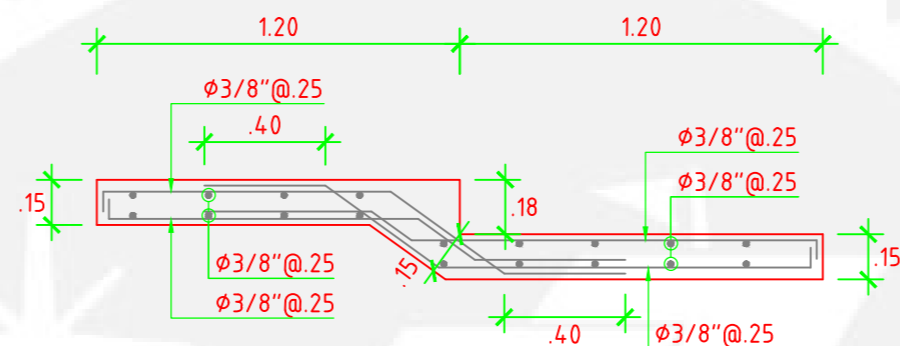
TRAMO 2 - ESCALERA 01



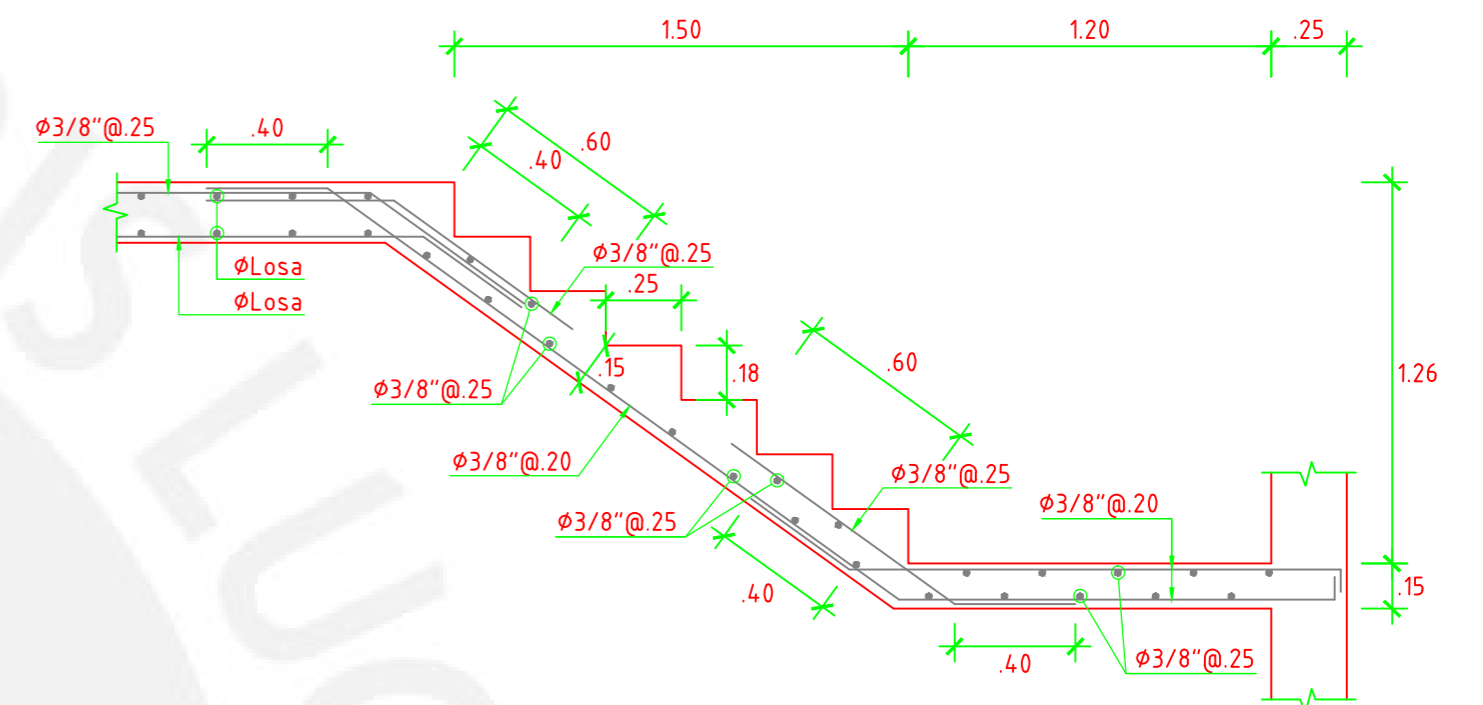
TRAMO 3 - ESCALERA 01



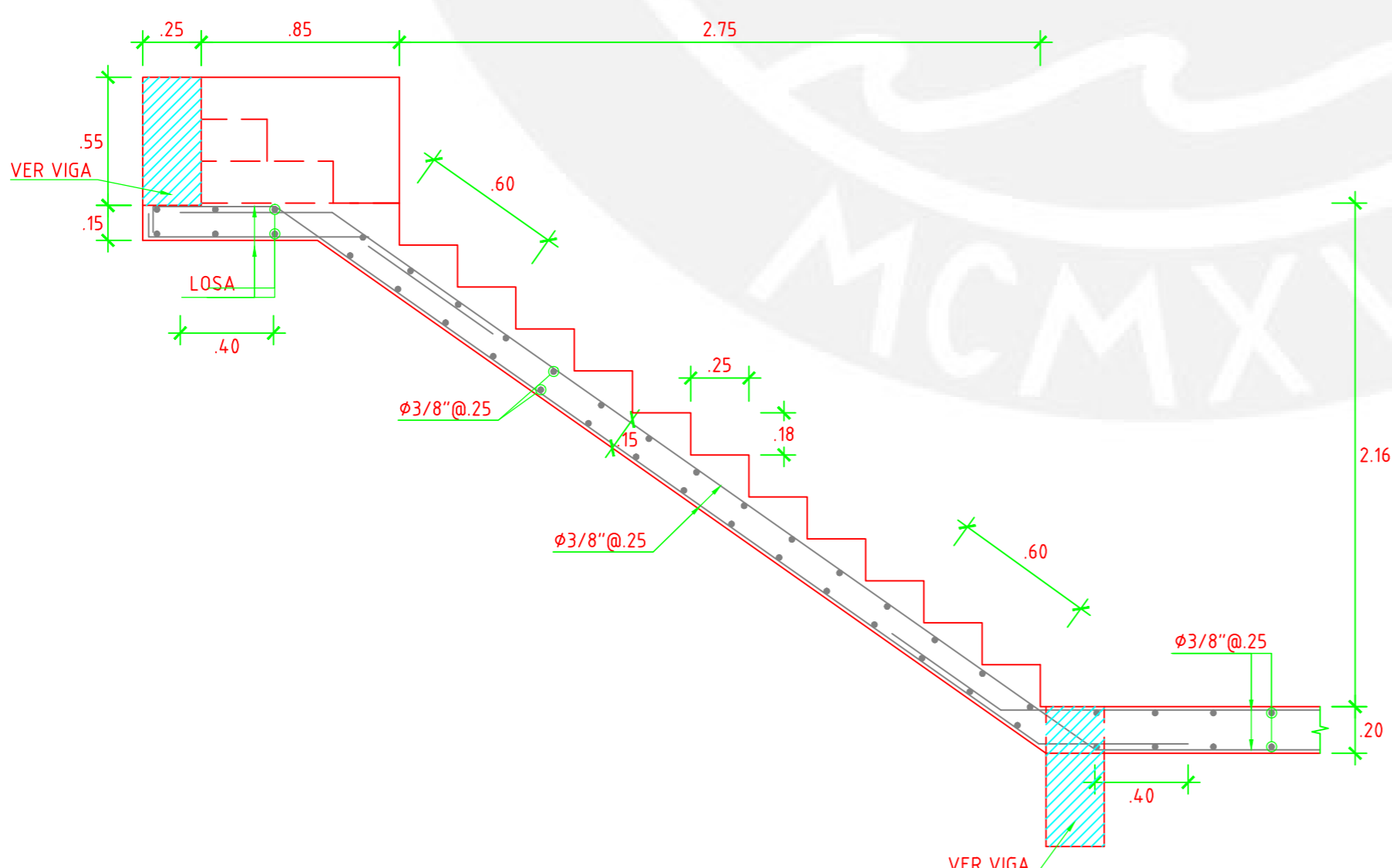
TRAMO 1 - ESCALERA 02



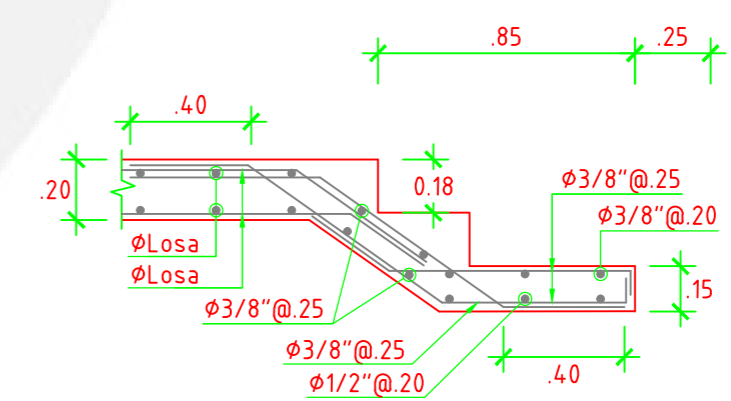
TRAMO 2 - ESCALERA 02



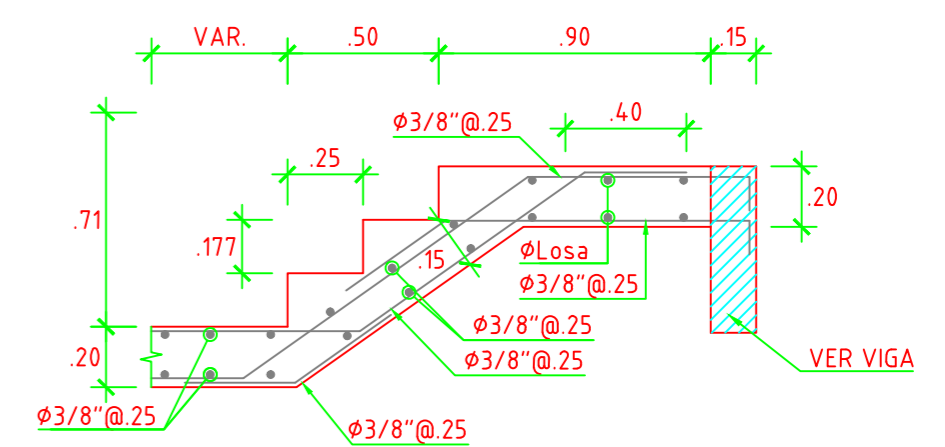
TRAMO 3 - ESCALERA 02



TRAMO 1 - ESCALERA 06



TRAMO 2 - ESCALERA 06



TRAMO 1 - ESCALERA 07



PROFESIONAL:
BACHILLER DE INGENIERÍA CIVIL
 OCR:118046

PROPIETARIO:
PROPIETARIO

PROYECTO:
CONJUNTO MULTIFAMILAR EN PUEBLO LIBRE

PLANO:
ESTRUCTURAS - DETALLES Y ESCALERA

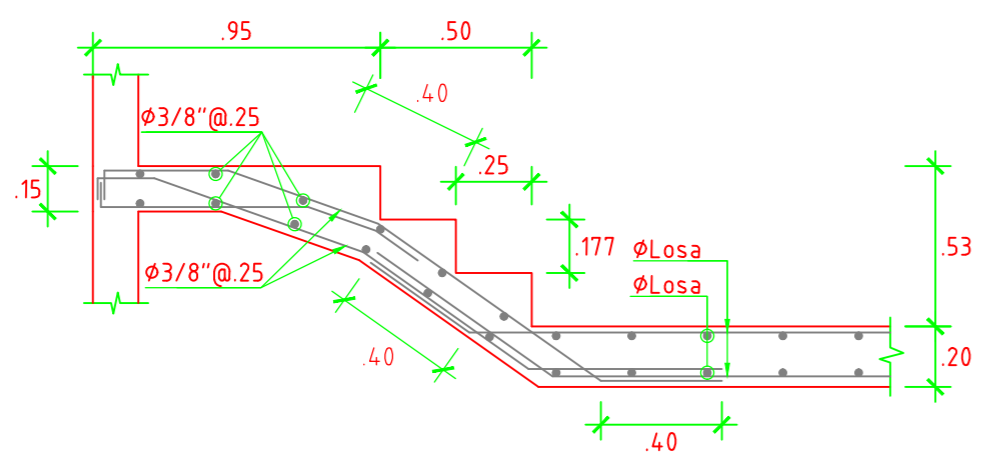
FECHA:
MARZO 2022

ESCALA:
1/25

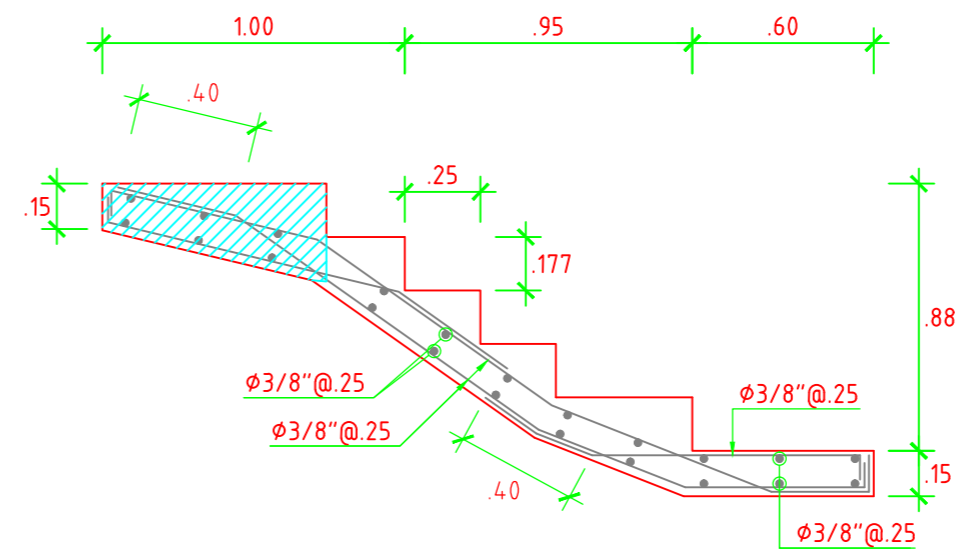
DESEÑADO:
D.G.A.

DESARROLLADO:
DARWIN GONZALES ARCONDO

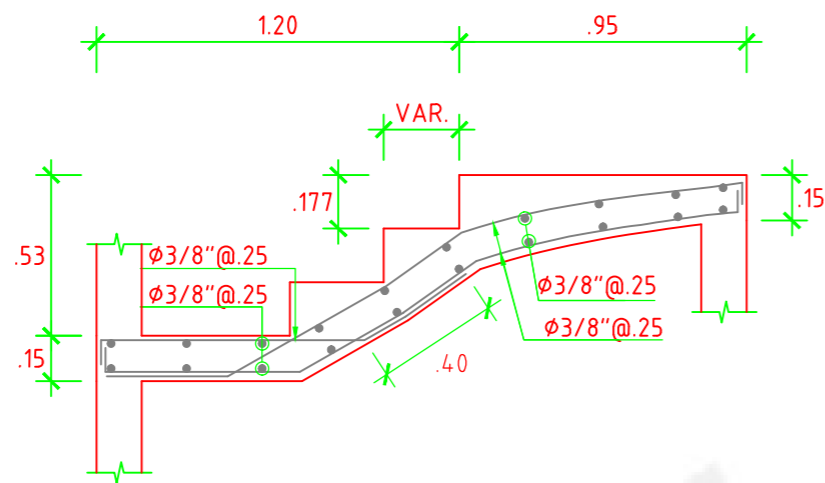
LAMINA:
E-011



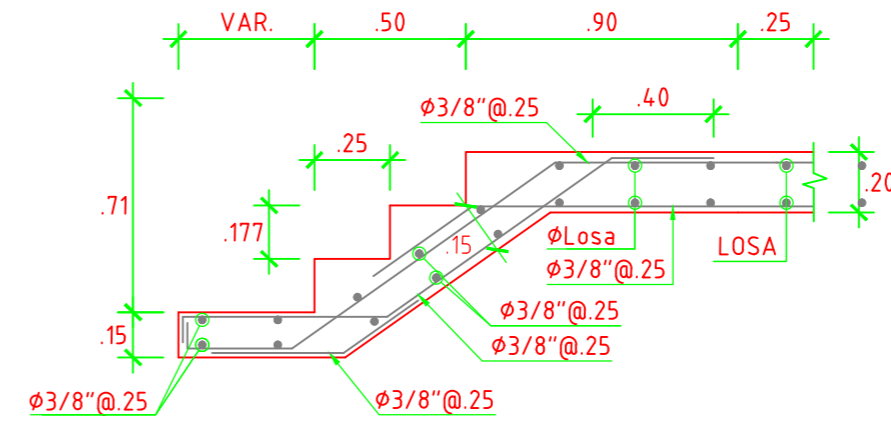
TRAMO 1 - ESCALERA 03



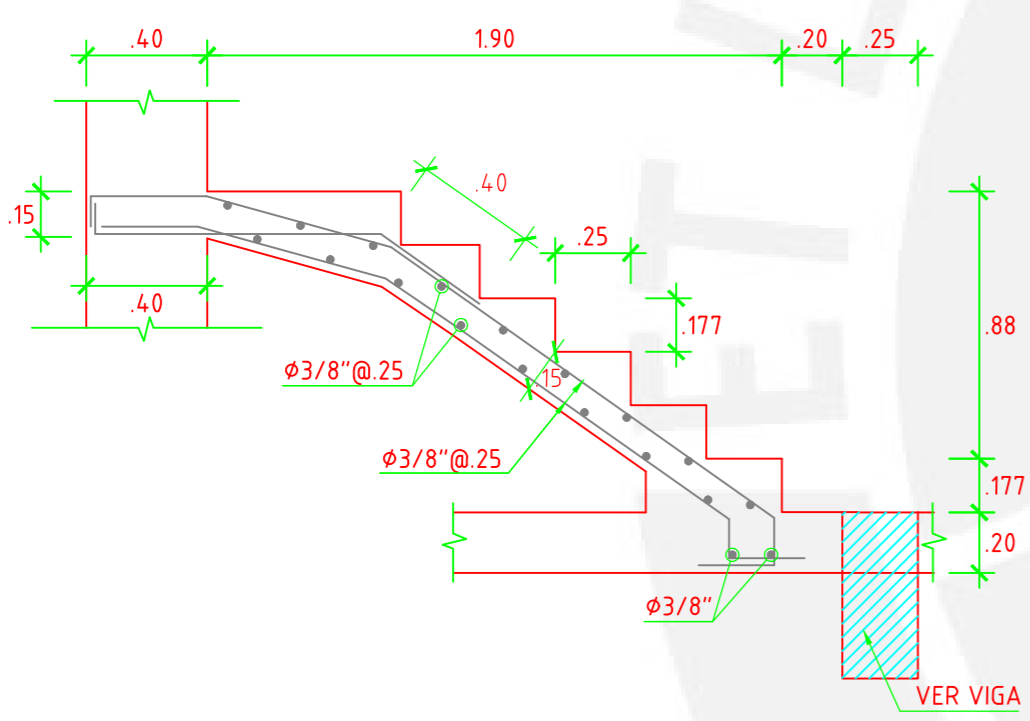
TRAMO 2 - ESCALERA 03



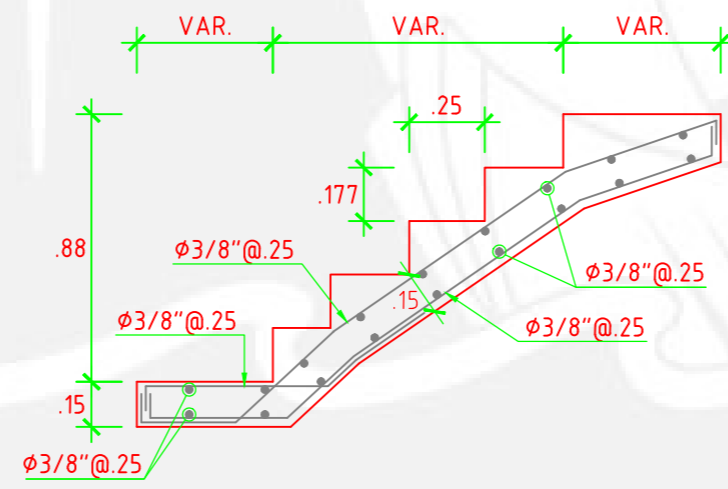
TRAMO 3 - ESCALERA 03



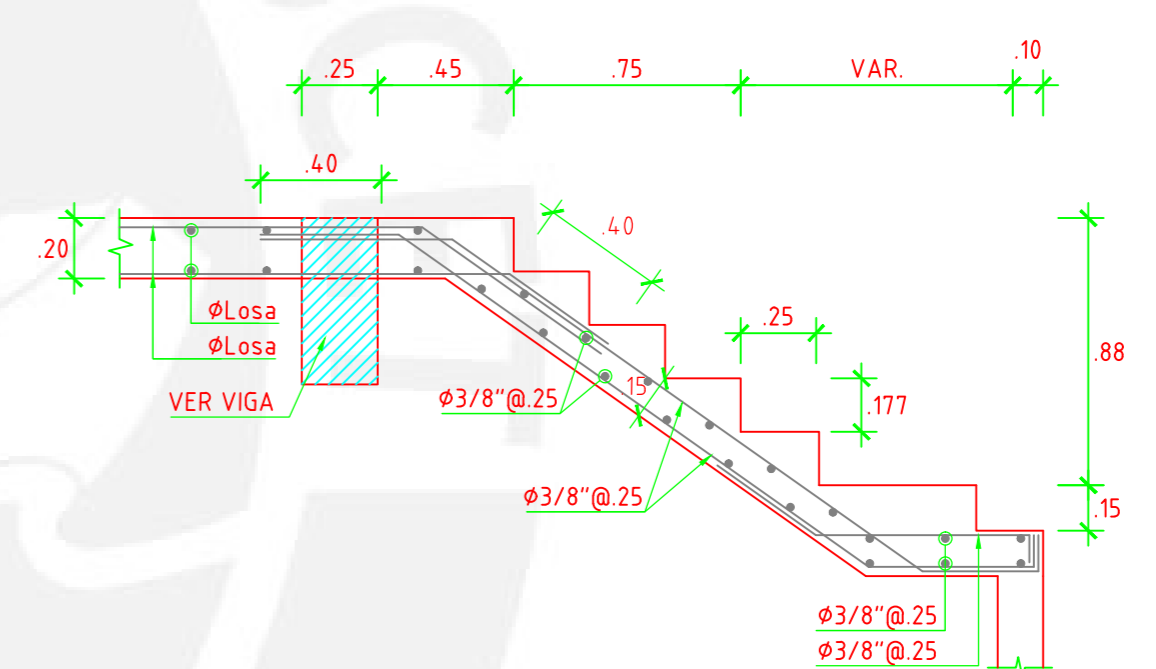
TRAMO 4 - ESCALERA 03



TRAMO 1 - ESCALERA 04



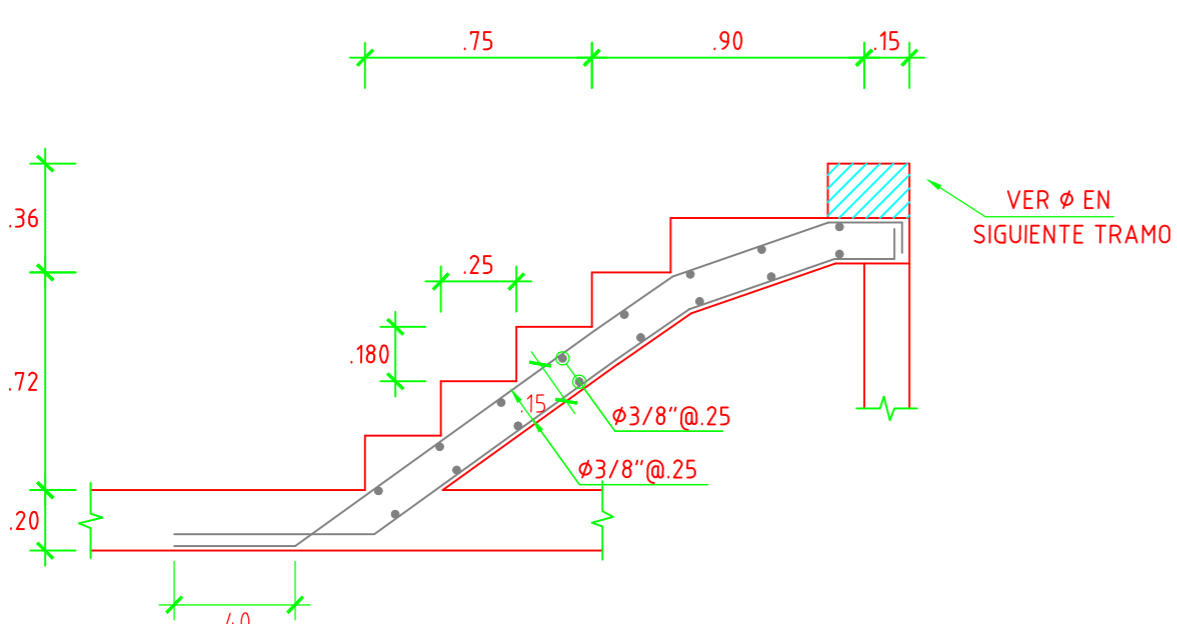
TRAMO 2 - ESCALERA 04



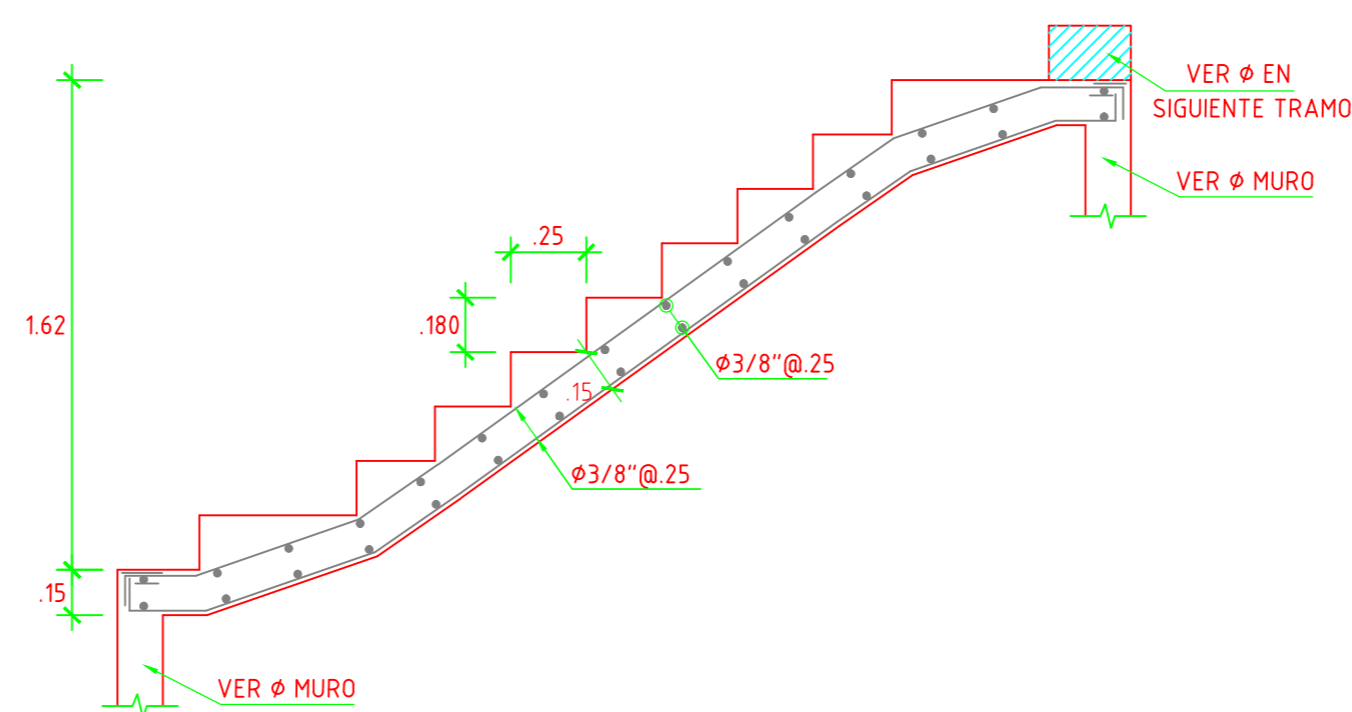
TRAMO 3 - ESCALERA 04



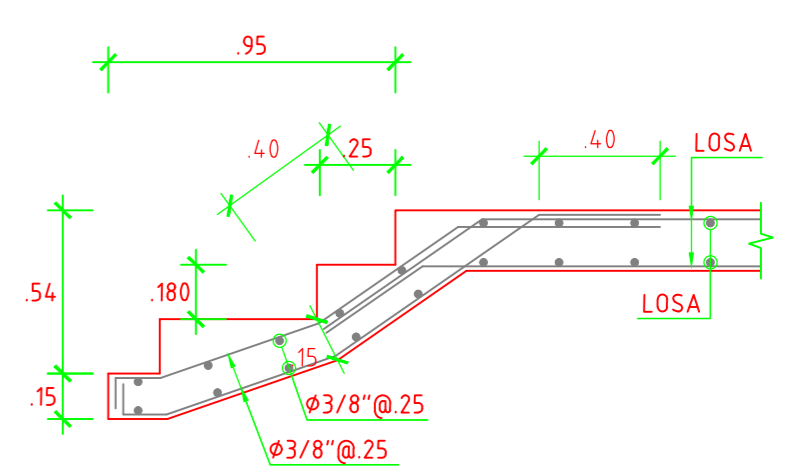
TRAMO 2 - ESCALERA 05



TRAMO 1 - ESCALERA 05



TRAMO 2 - ESCALERA 05



TRAMO 3 - ESCALERA 05



PROFESIONAL:
BACHILLER DE INGENIERÍA CIVIL
 OCR:118046

PROPIETARIO:
PROPIETARIO

PROYECTO:
CONJUNTO MULTIFAMILAR EN PUEBLO LIBRE

PLANO:
ESTRUCTURAS - DETALLES Y ESCALERA

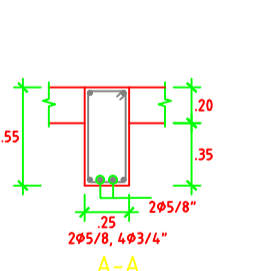
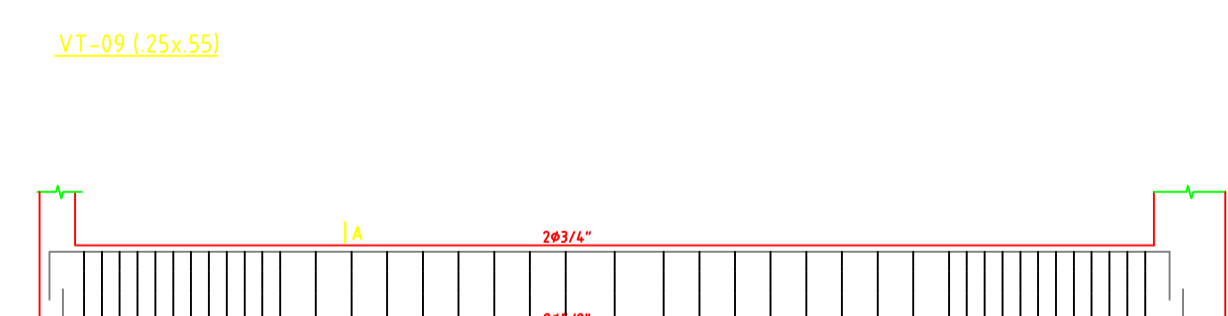
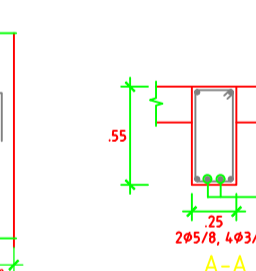
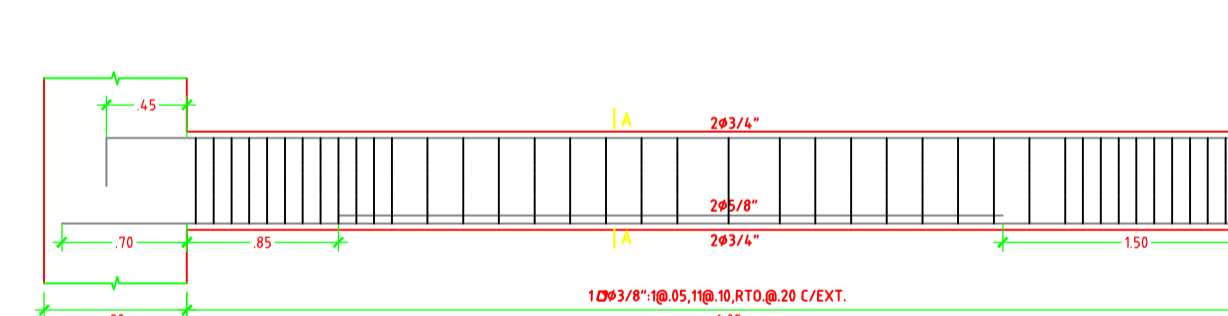
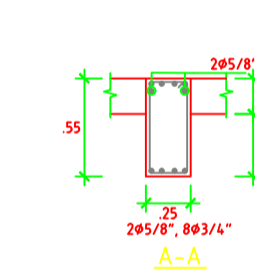
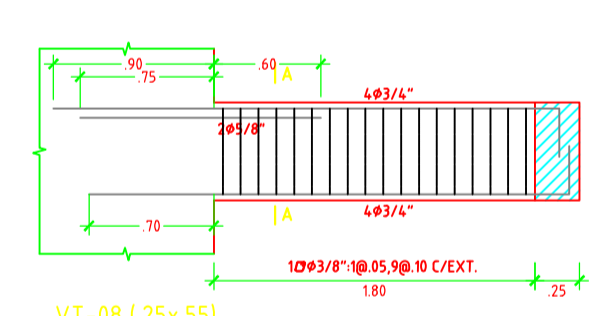
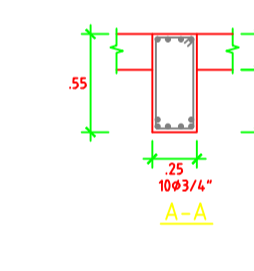
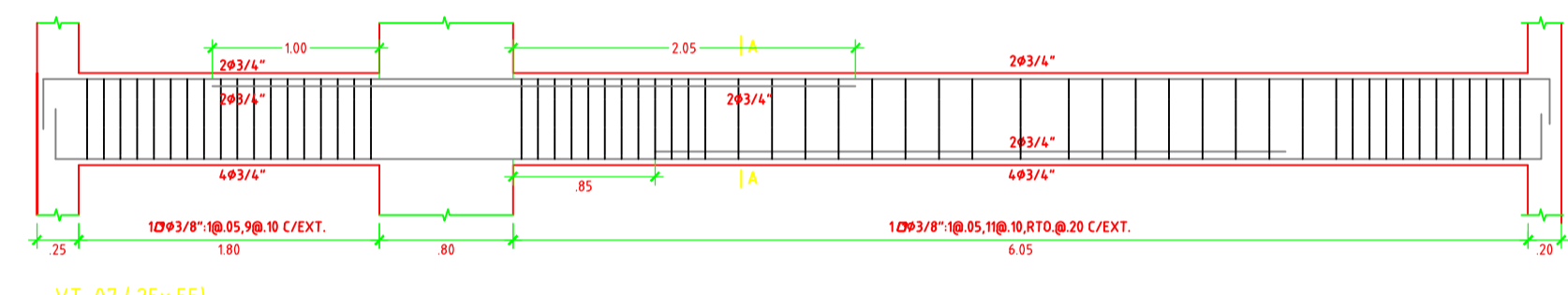
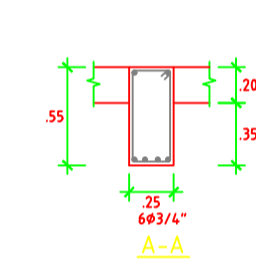
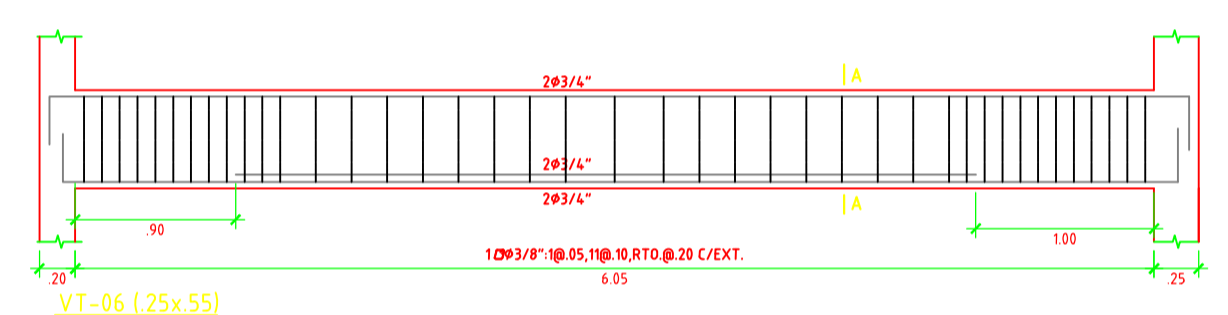
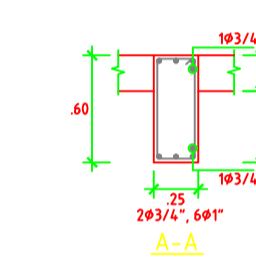
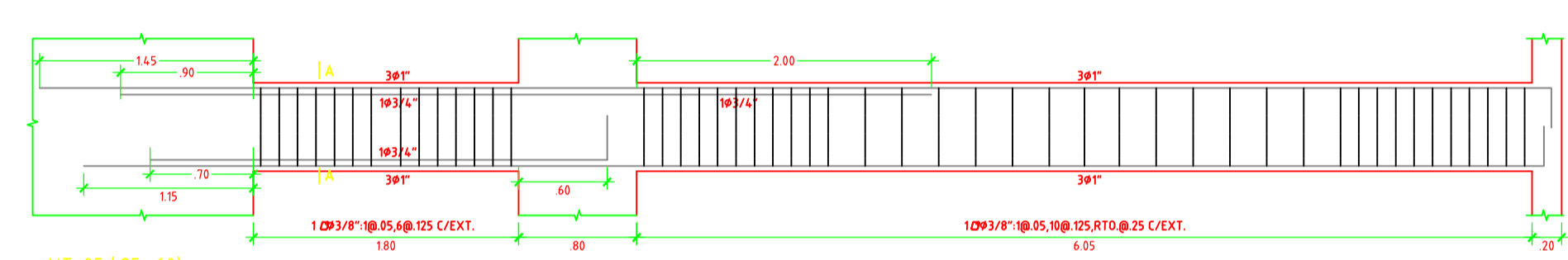
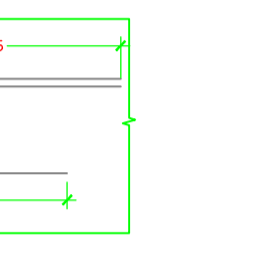
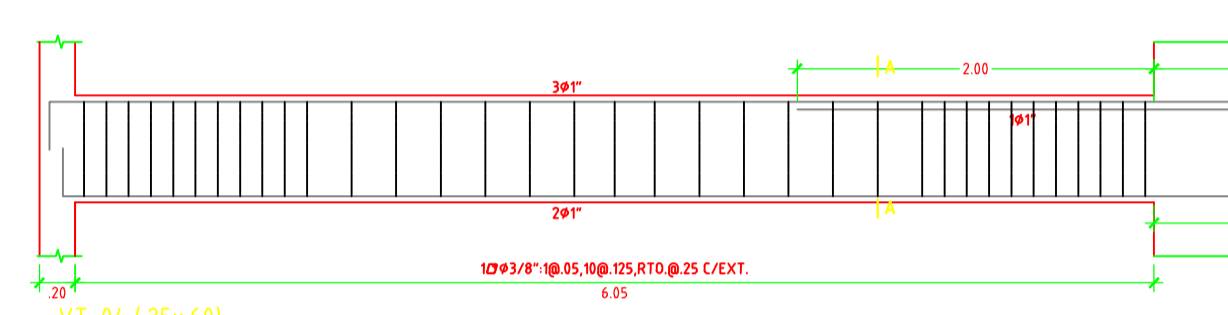
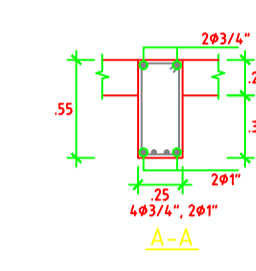
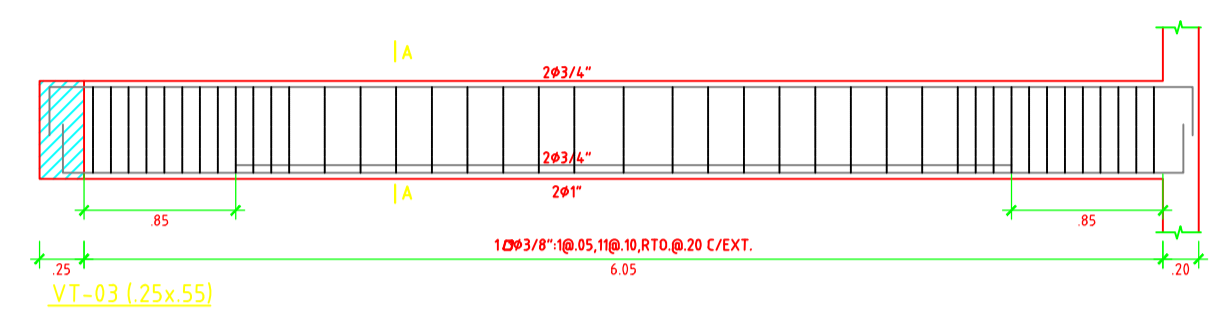
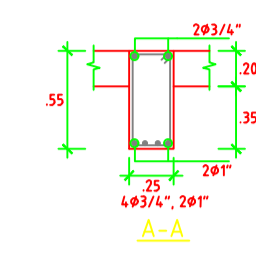
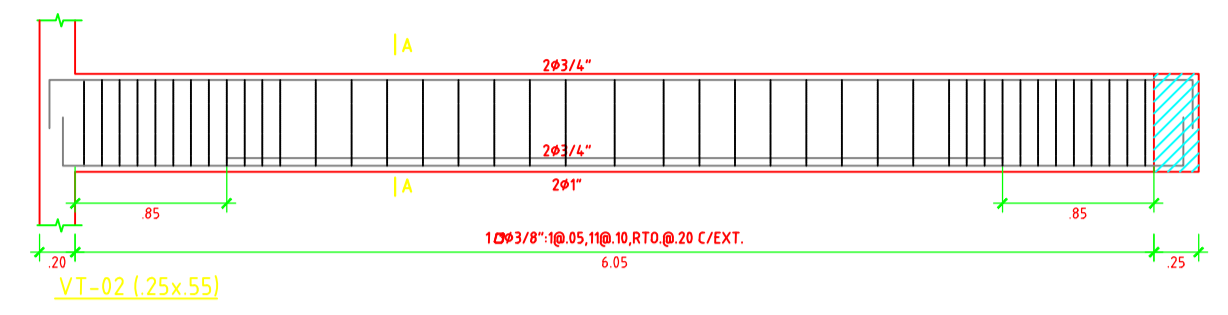
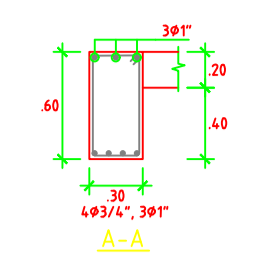
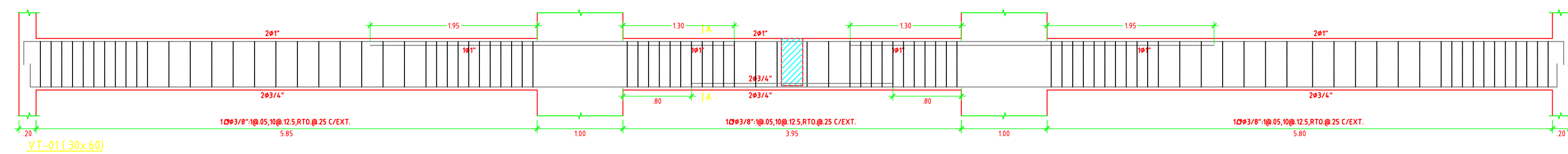
FECHA:
MARZO 2022

ESCALA:
1/25

DIBUJO:
D.G.A.

DESARROLLO:
DARWIN GONZALES ARCONDO

LAMINA:
E-012



PROFESIONAL:
BACHILLER EN INGENIERÍA CIVIL
 OCR:118046

PROPIETARIO:
PROPIETARIO

PROYECTO:
CONJUNTO MULTIFAMILAR EN PUEBLO LIBRE

PLANO:
ESTRUCTURAS - VIGAS TÍPICAS

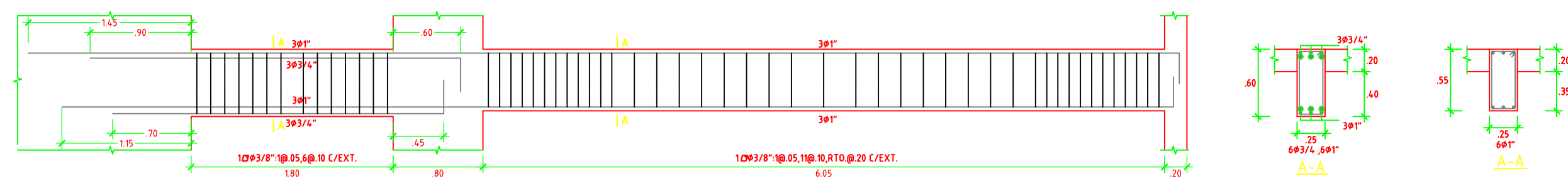
FECHA :
MARZO 2022

ESCALA:
1/30

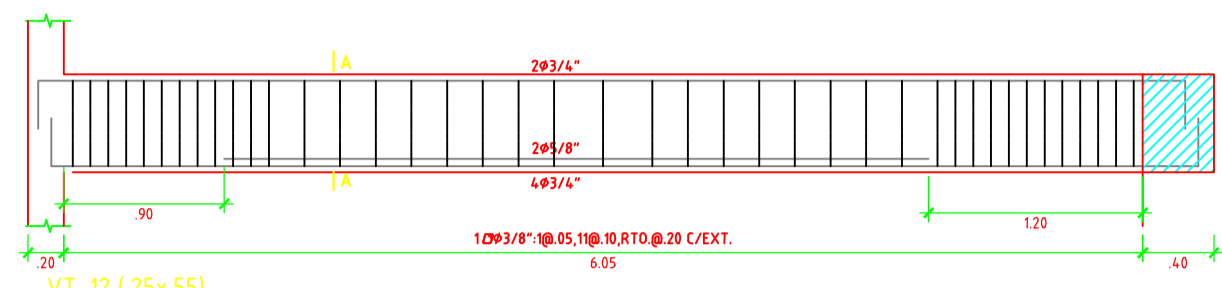
DIBUJO:
D.G.A.

DESARROLLO:
DARWIN GONZALES ARCONDO

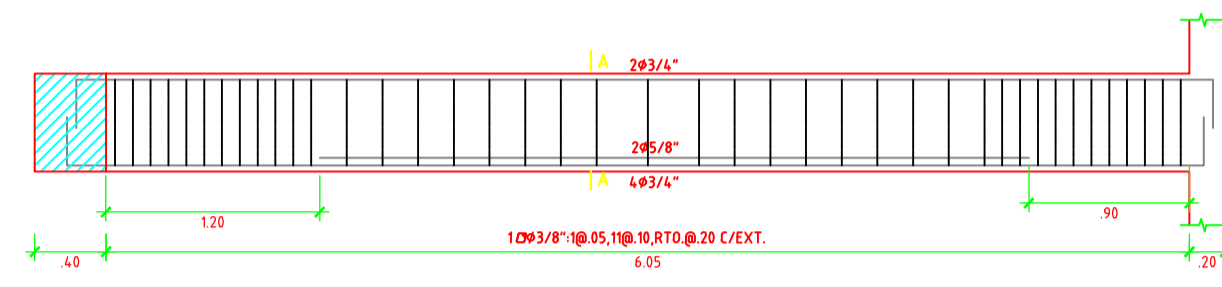
LAMINA :
E-013



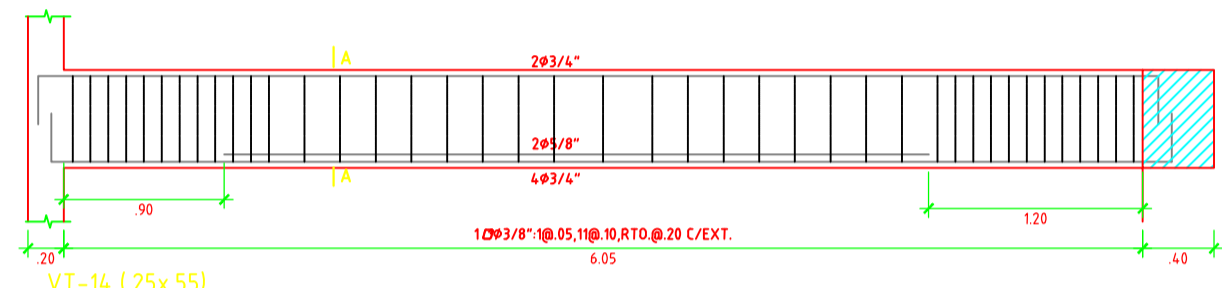
VT-11a (30x60) VT-11b (25x55)



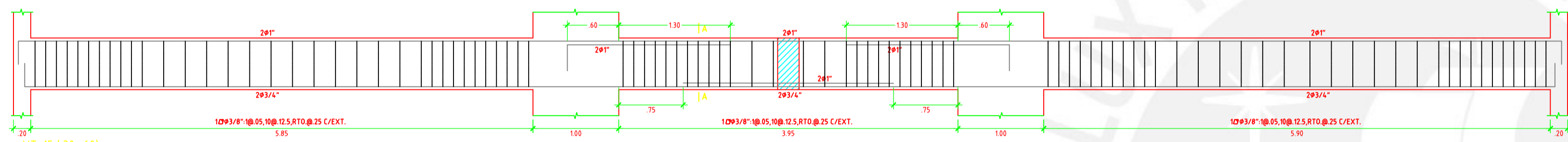
VT-12 (25x55)



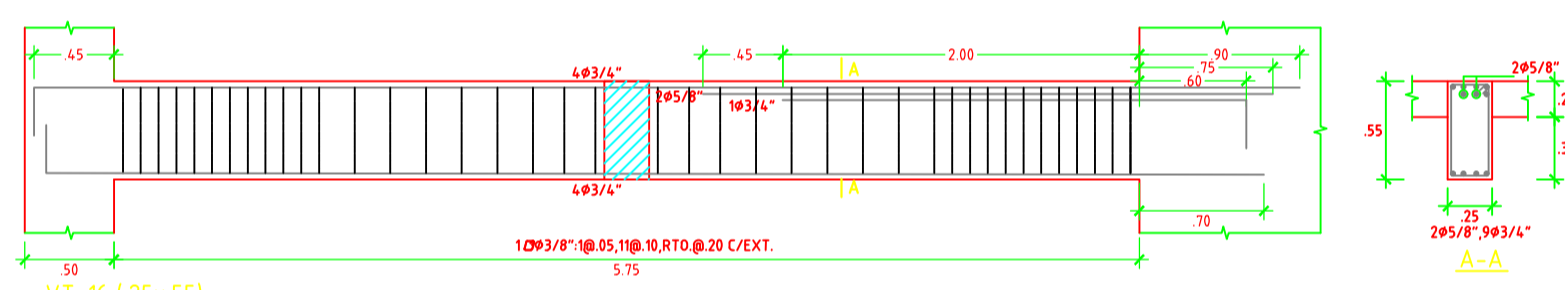
VT-13 (25x55)



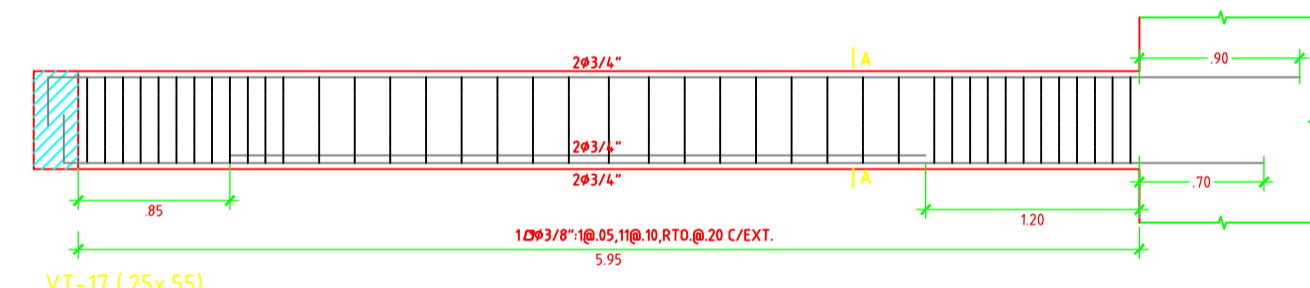
VT-14 (25x55)



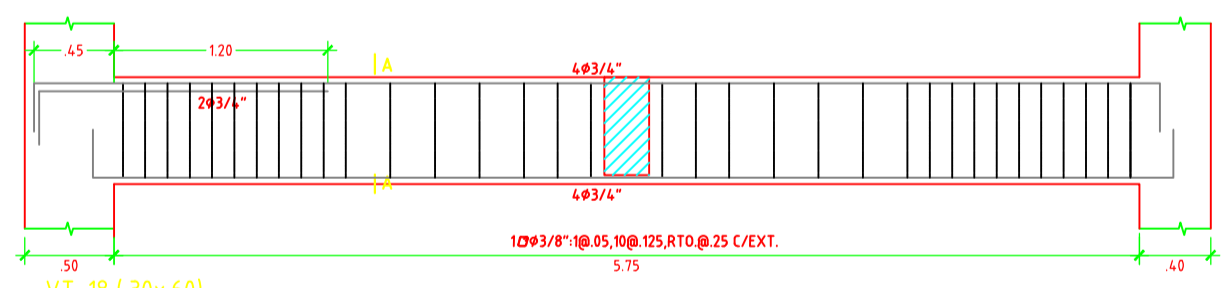
VT-15 (30x60)



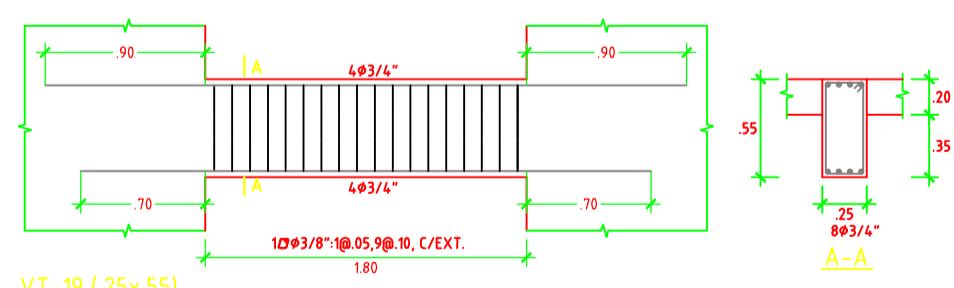
VT-16 (25x55)



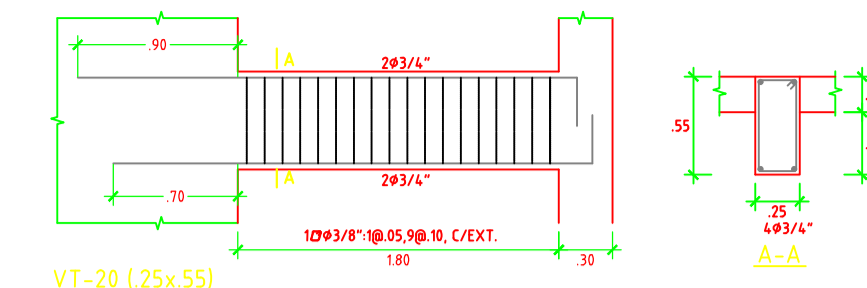
VT-17 (25x55)



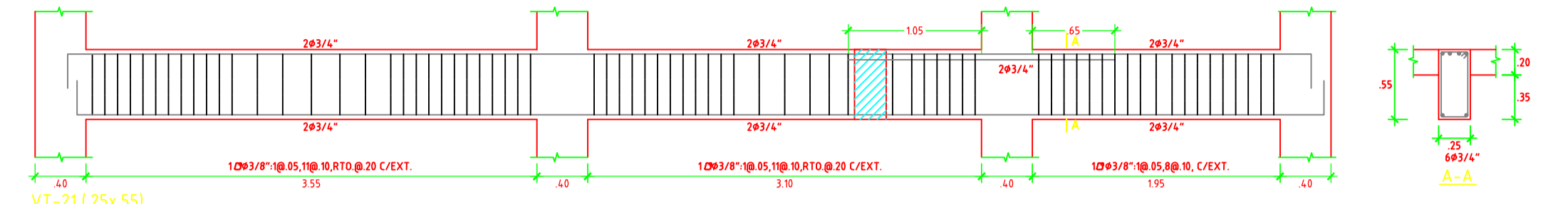
VT-18 (30x60)



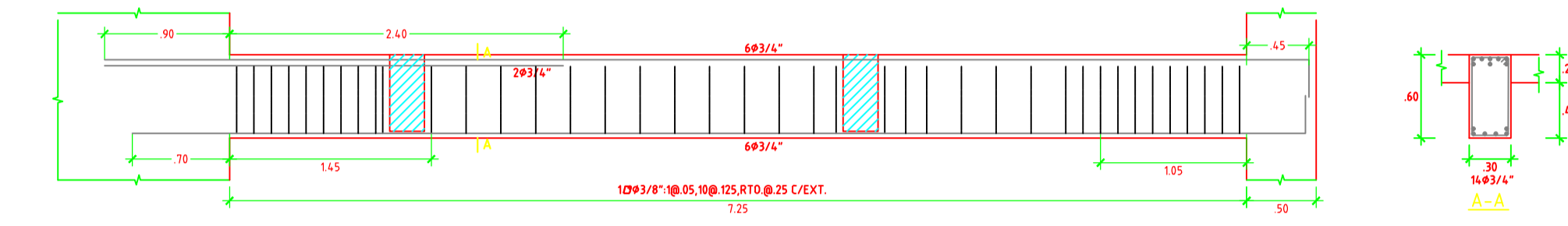
VT-19 (25x55)



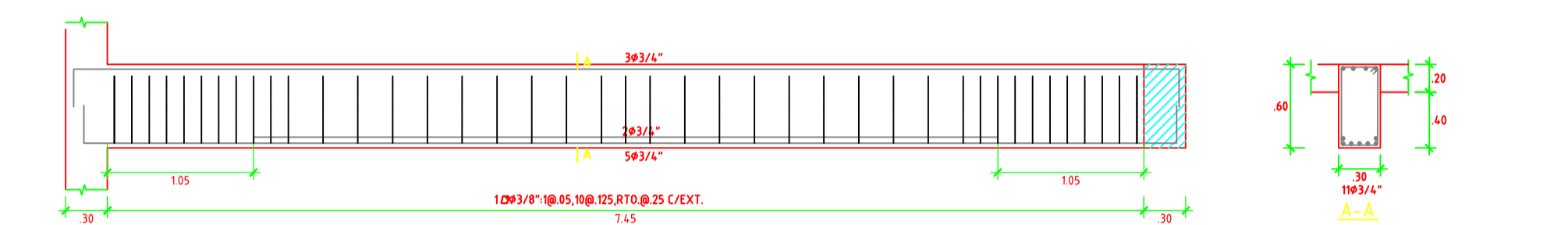
VT-20 (25x55)



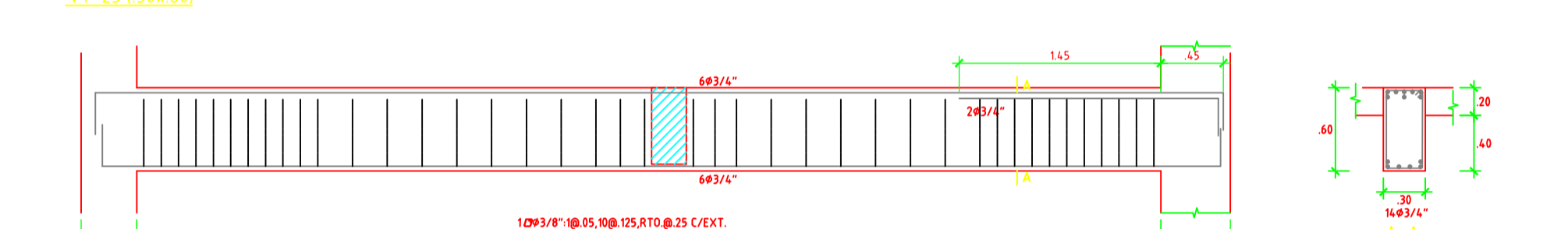
VT-21 (25x55)



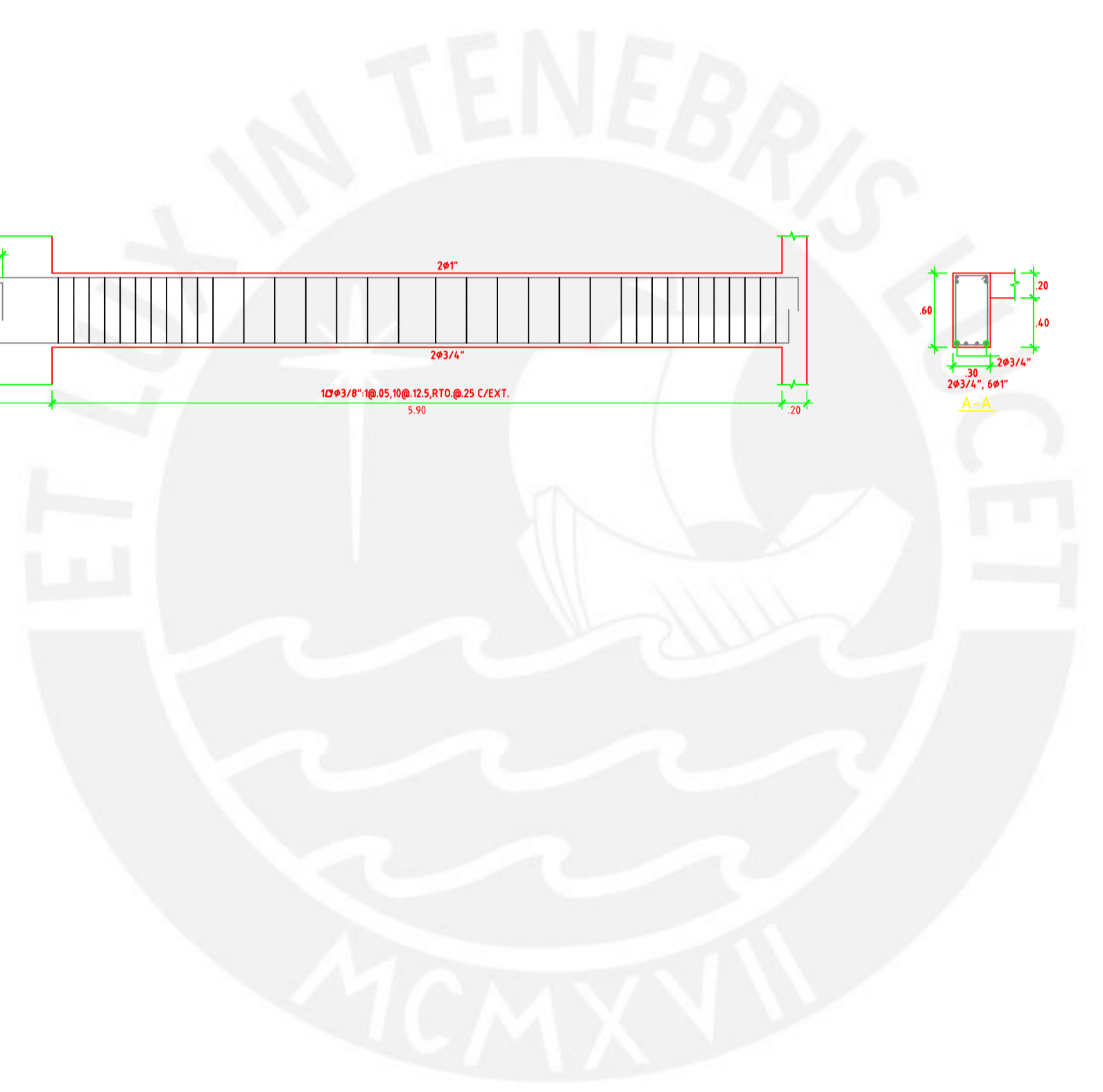
VT-22 (30x60)



VT-23 (30x60)



VT-24 (30x60)



PROFESIONAL:
BACHILLER EN INGENIERÍA CIVIL
 OCR:118046

PROPIETARIO:
PROPIETARIO

PROYECTO:
CONJUNTO MULTIFAMILAR EN PUEBLO LIBRE

PLANO:
ESTRUCTURAS - VIGAS TÍPICAS

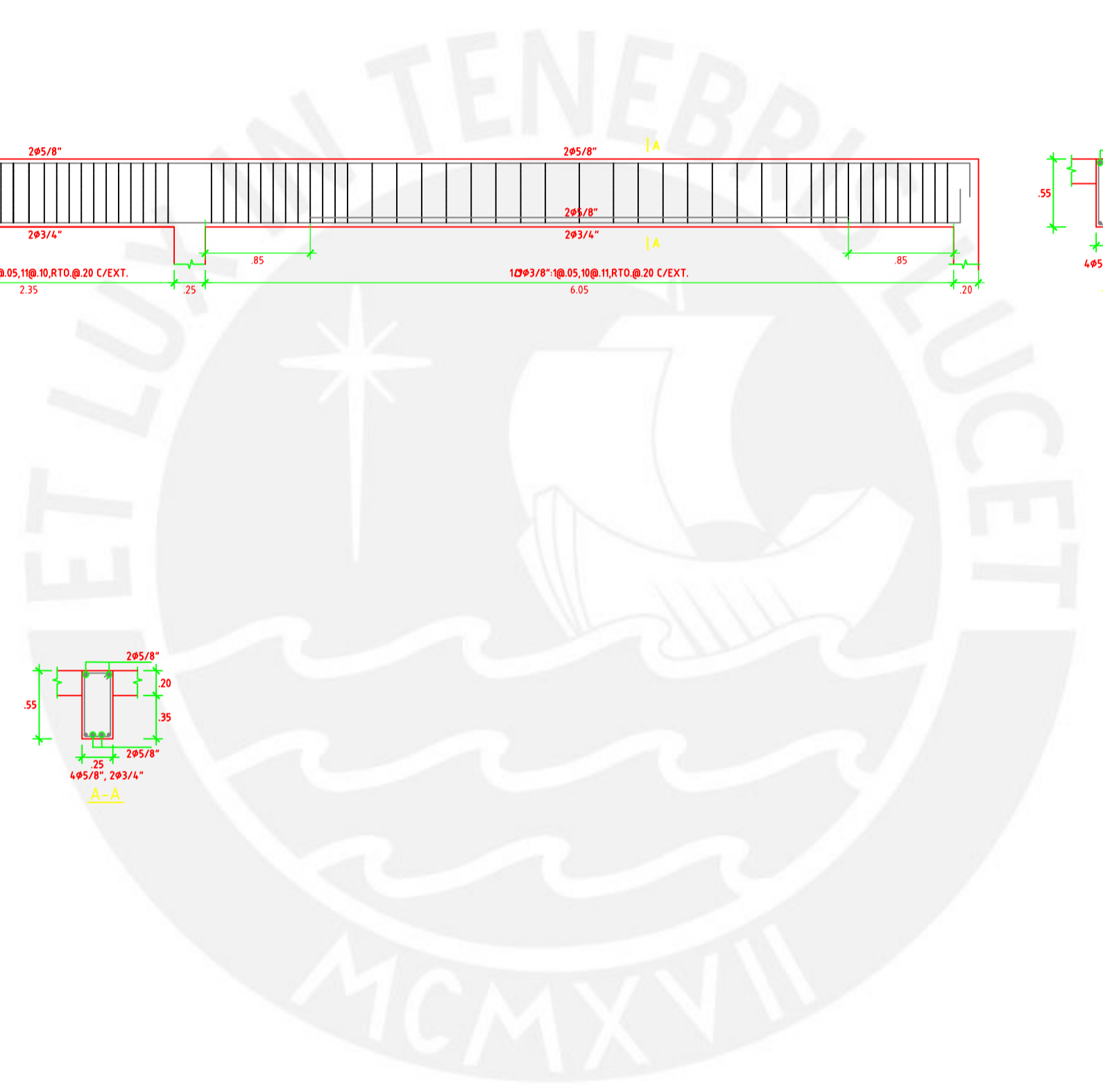
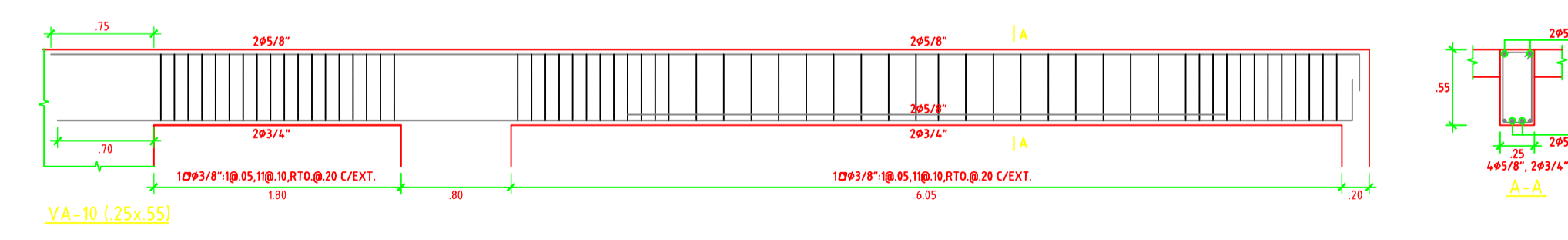
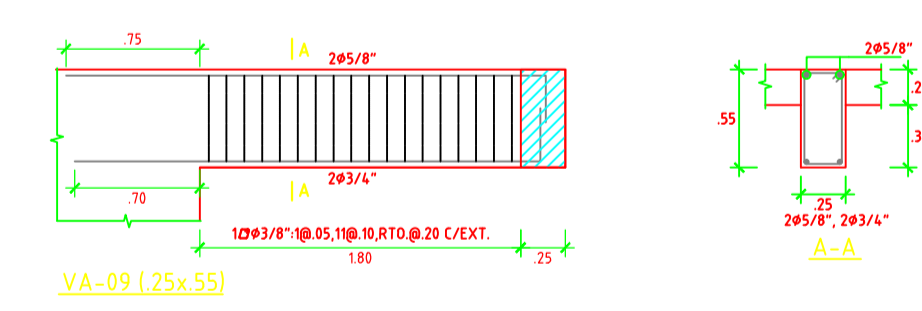
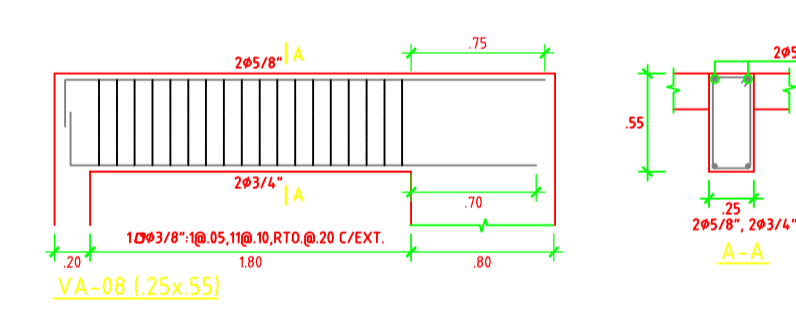
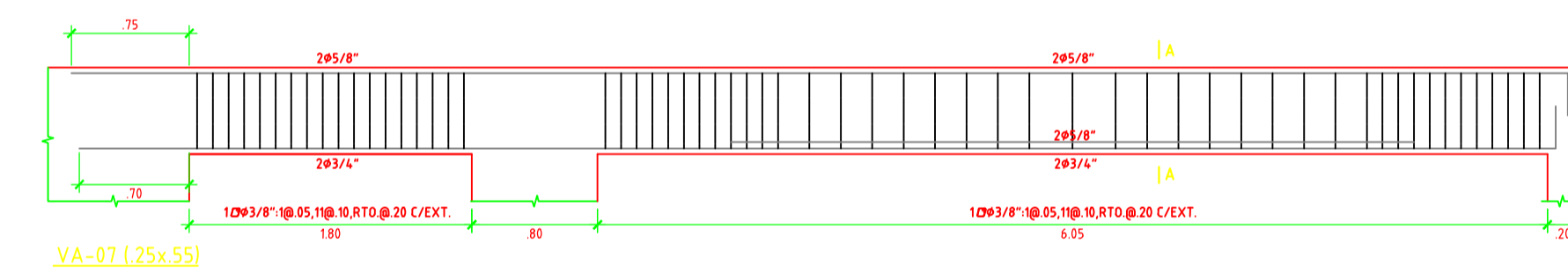
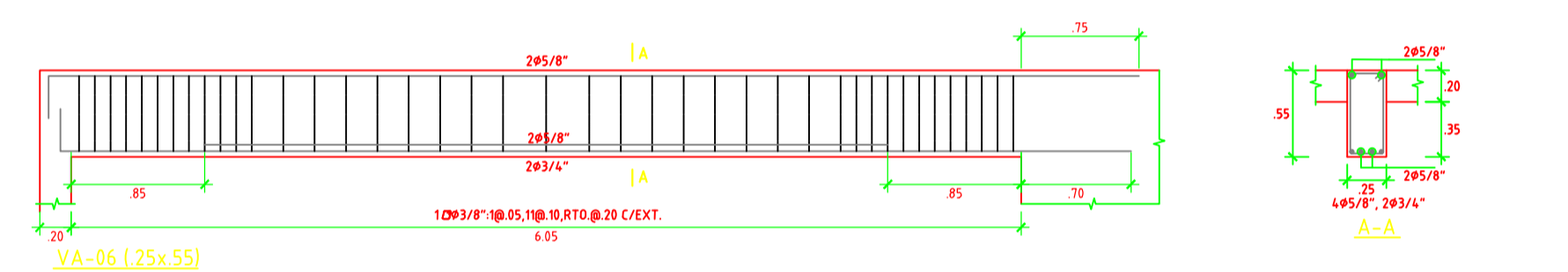
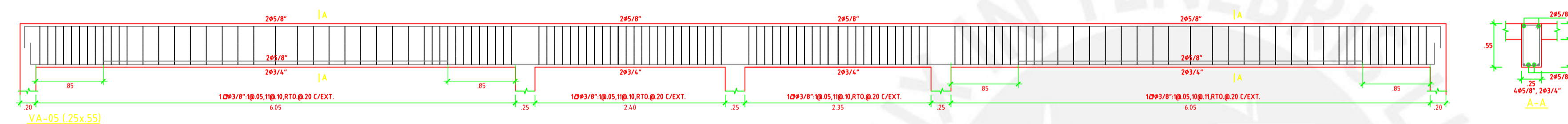
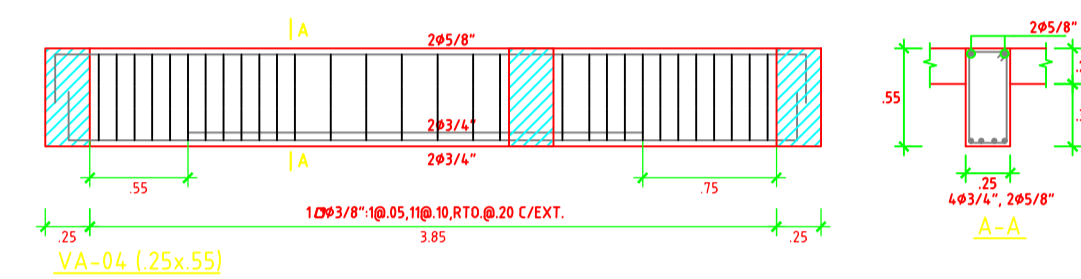
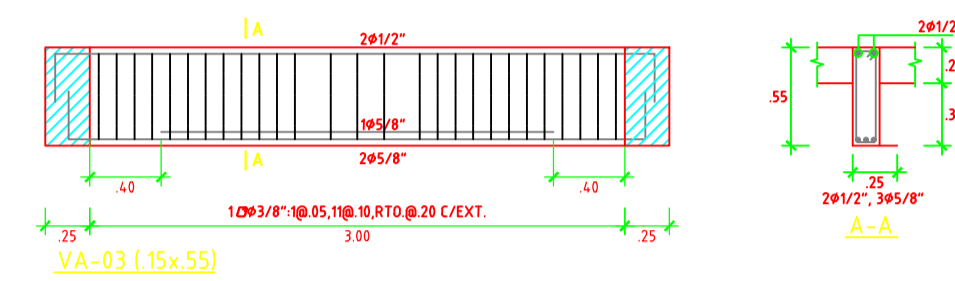
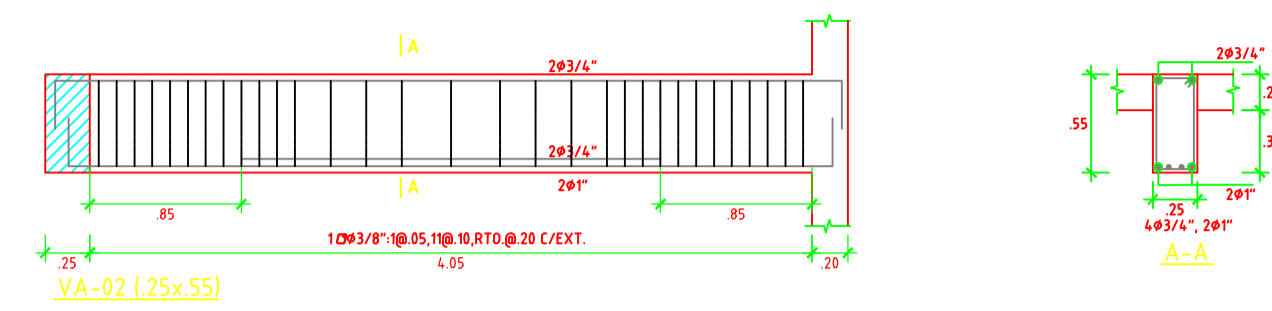
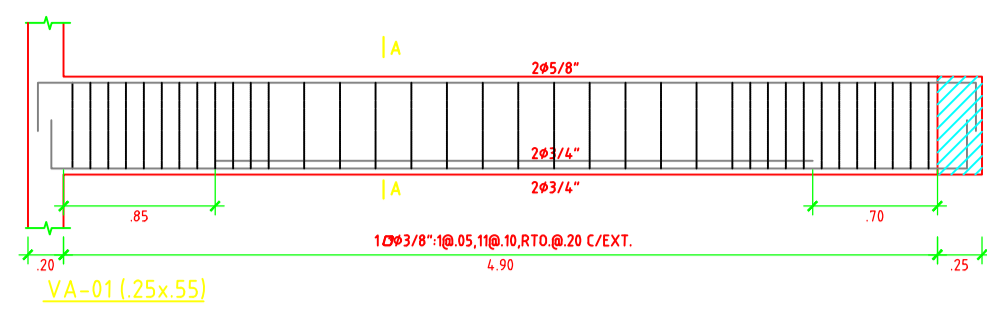
FECHA :
MARZO 2022

ESCALA:
1/30

DIBUJO:
D.G.A.

DESARROLLO:
DARWIN GONZALES ARCONDO

LAMINA :
E-014



PROFESIONAL:
BACHILLER EN INGENIERÍA CIVIL
 OCR:118046

PROPIETARIO:
PROPIETARIO

PROYECTO:
CONJUNTO MULTIFAMILAR EN PUEBLO LIBRE

PLANO:
ESTRUCTURAS - VIGAS AZOTEA

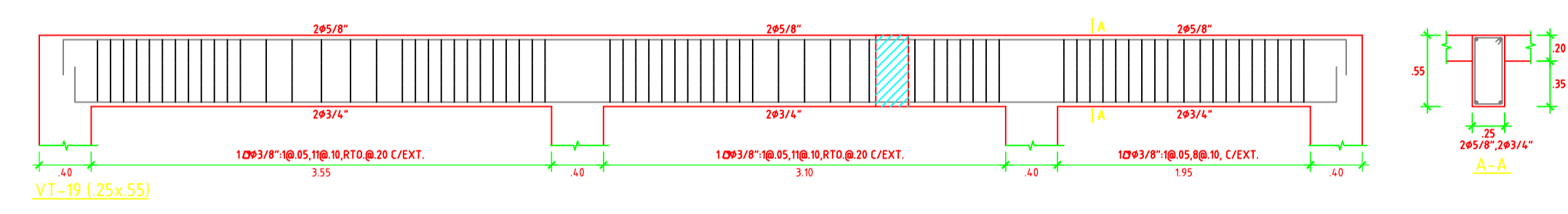
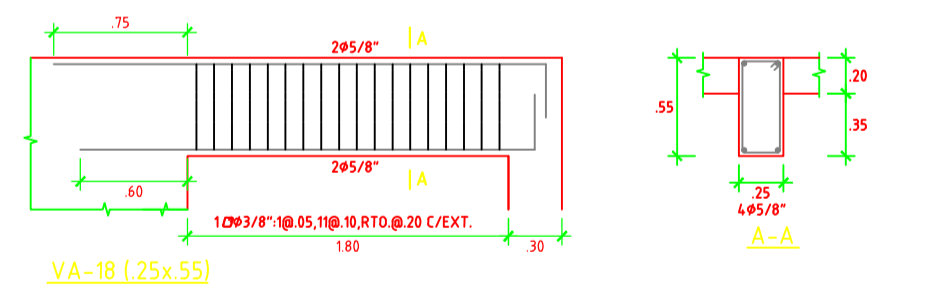
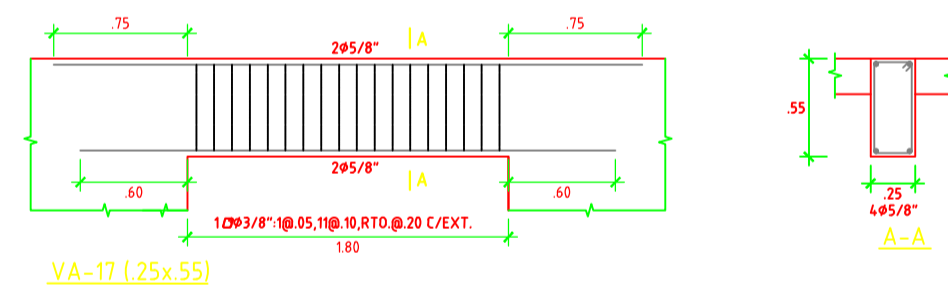
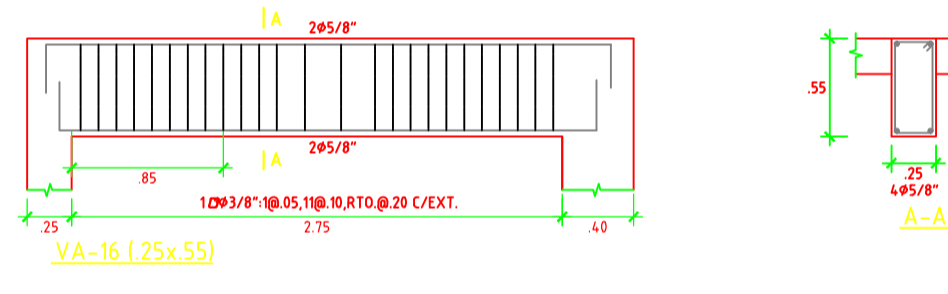
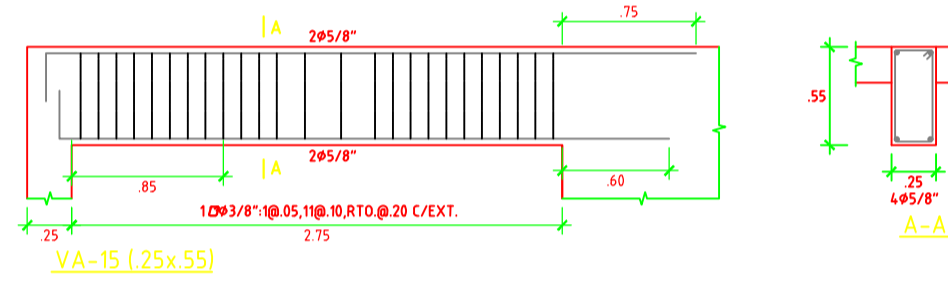
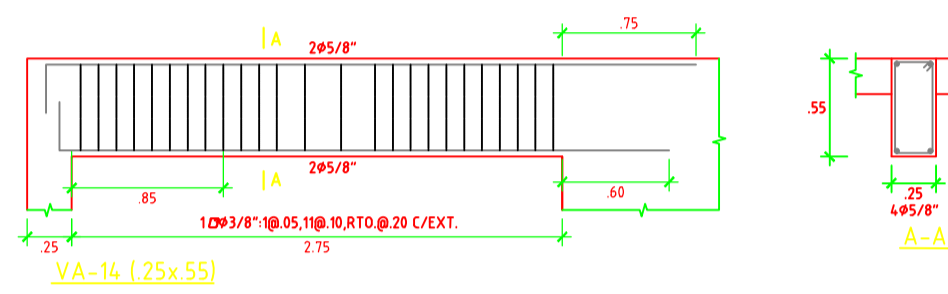
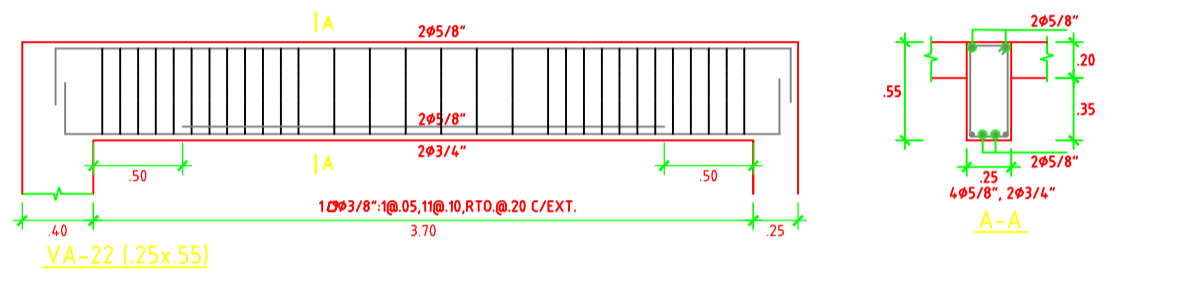
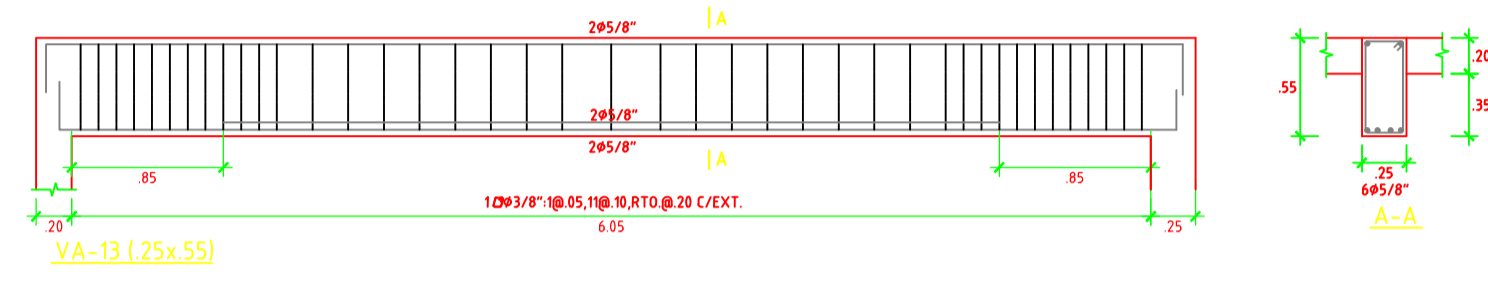
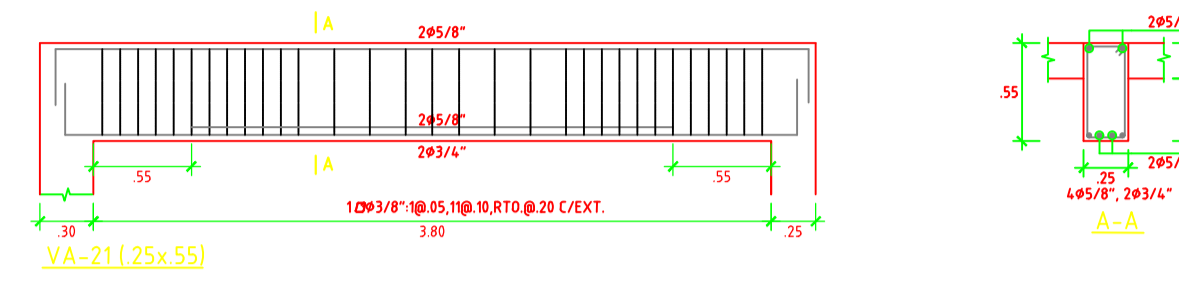
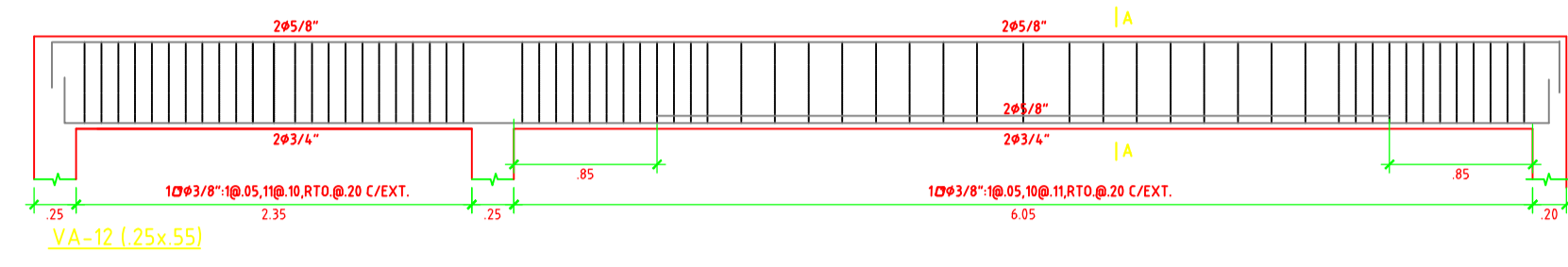
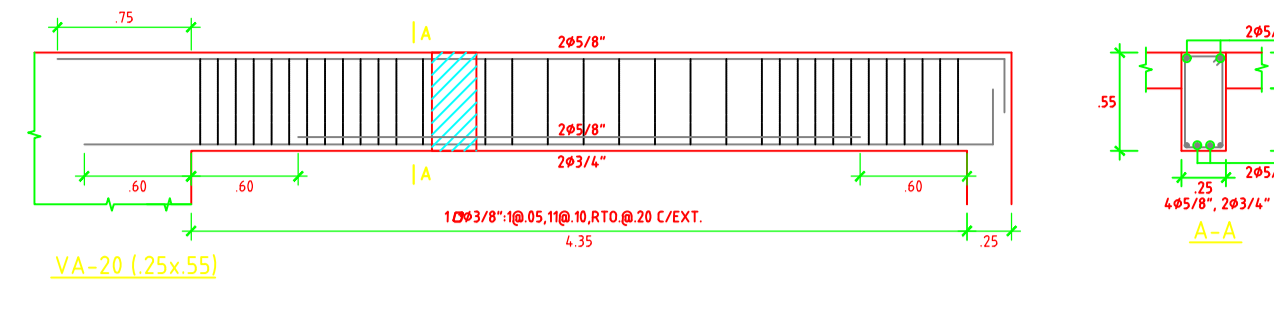
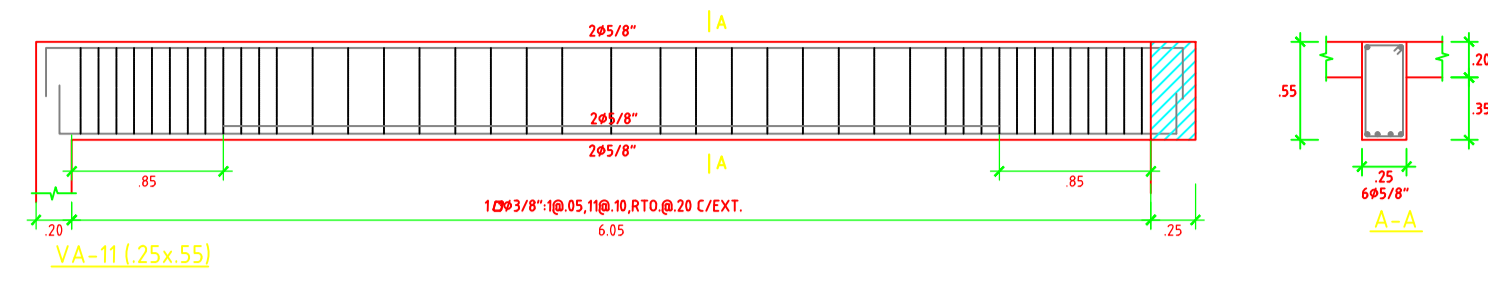
FECHA :
MARZO 2022

ESCALA:
1/30

DIBUJO:
D.G.A.

DESARROLLO:
DARWIN GONZALES ARCONDO

LAMINA :
E-015



PROFESIONAL:
BACHILLER EN INGENIERÍA CIVIL
 OCR:118046

PROPIETARIO:
PROPIETARIO

PROYECTO:
CONJUNTO MULTIFAMILAR EN PUEBLO LIBRE

PLANO:
ESTRUCTURAS - VIGAS AZOTEA

FECHA :
MARZO 2022

ESCALA:
1/30

DIBUJO:
D.G.A.

DESARROLLO:
DARWIN GONZALES ARCONDO

LAMINA :
E-016