

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**Análisis técnico-económico del uso de concreto premezclado de  $f'c = 21$  MPa y  $f'c = 28$  MPa en un edificio multifamiliar de 4 pisos, un semisótano y un sótano**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

**Autores:**

**PABLO ANGEL RICALDE LÍMACO**

**RICARDO AGUSTIN ARIZA GÓMEZ**

**Asesor:**

**CHRISTIAN ALBERTO ASMAT GARAYCOCHEA**

Lima, abril 2021

# RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo principal comparar estructural y económicamente el empleo de un concreto de resistencia 28MPa con respecto a un concreto de resistencia convencional (21MPa) en el diseño de una edificación de mediana altura de cuatro pisos, un semisótano y un sótano ubicada en el distrito de Lince, departamento de Lima.

Se realizó el análisis sísmico, según la Norma de Diseño Sismorresistente E.030, de dos modelos estructurales con la configuración de una sola edificación conformada por cuatro pisos, un semisótano y un sótano cuyo uso es de vivienda multifamiliar. La primera propuesta es modelada y diseñada con un concreto de resistencia a la compresión de 21MPa, mientras que la segunda propuesta es calculada con una resistencia de 28MPa. El sistema estructural en la dirección X es dual para ambos casos, mientras que en la dirección Y el sistema es de muros. El diseño en concreto armado se basa en las hipótesis y especificaciones de la Norma de Concreto Armado E060, que establece el diseño por resistencia garantizando que los elementos estructurales soporten las solicitaciones de carga a las cuales serán sometidos. Para ambas propuestas, se diseñaron las vigas, losas aligeradas, columnas, placas, muros de contención y cimentaciones.

Finalmente, se aplicó la herramienta multicriterio Choosing By Advantages (CBA) para determinar la alternativa más ventajosa en términos estructurales y económicos. Los factores analizados fueron derivas máximas, cortantes basales, ductilidad de secciones, durabilidad y espacio arquitectónico. Los puntajes del CBA se analizan en forma conjunta con los resultados económicos obtenidos con ayuda de herramientas BIM como el software Revit. Se demostró que el uso de un concreto de mayor resistencia genera ahorro en lugar de encarecer la estructura. Asimismo, se comprobó que las ventajas estructurales por el uso de un concreto de 28MPa son superiores en comparación al empleo de un concreto convencional de 21MPa



*A mis padres, Margot y Misael, y hermanos, Marypaula y Fernando por su apoyo incondicional durante mi etapa universitaria.*

*A mis asesores por el conocimiento compartido para el desarrollo de este trabajo*

*A mis amigos por el apoyo en todo momento.*



*A mis padres, Ricardo y Eloiza, quienes me apoyaron a lo largo de estos años de estudios y me motivaron en las situaciones más adversas.*

*A mi hermana, Christie, por acompañarme y entenderme en esta etapa de mi vida.*

*A mi asesor, el ingeniero Christian Asmat, por brindarme su apoyo en la elaboración de la presente tesis*

*A mis amigos, por estar siempre que los necesito para apoyarme y motivarme.*

# INDICE

<b>CAPITULO 1</b>	<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
1.1	JUSTIFICACIÓN	2
1.2	OBJETIVOS	2
1.2.1	<i>Objetivos Generales</i>	2
1.2.2	<i>Objetivos Específicos</i>	2
1.3	HIPÓTESIS	3
1.3.1	<i>Hipótesis General</i>	3
1.3.2	<i>Hipótesis Específica</i>	3
<b>CAPITULO 2</b>	<b>MARCO TEÓRICO Y ESTADO DEL ARTE</b>	<b>4</b>
2.1	CONCRETO	4
2.1.1	<i>Propiedades del concreto</i>	6
2.1.1.1	En estado fresco	6
2.1.1.2	En estado endurecido	7
2.1.2	<i>Tipos de concreto</i>	8
2.2	MÉTODO DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO	12
2.3	BUILDING INFORMATION MODELING (BIM)	13
2.3.1	<i>Definición de BIM</i>	14
2.3.2	<i>BIM durante la etapa de diseño</i>	15
2.4	CHOOSING BY ADVANTAGES (CBA) PARA LA TOMA DE DECISIONES	16
2.5	ESTADO DEL ARTE	17
2.5.1	<i>Análisis comparativo del diseño estructural de un edificio multifamiliar de concreto armado con el uso de resistencias <math>f'c = 210 \text{ kg/cm}^2</math> y <math>f'c = 350 \text{ kg/cm}^2</math></i>	17
2.5.2	<i>Análisis costo-beneficio del uso de concretos de alta resistencia (<math>&gt;80 \text{ MPa}</math>)</i>	18
<b>CAPITULO 3</b>	<b>METODOLOGÍA Y GENERALIDADES DE DISEÑO ESTRUCTURAL</b>	<b>20</b>
3.1	PROPUESTAS A DESARROLLAR	20
3.2	ANÁLISIS DE PROPUESTAS	20
3.2.1	<i>Incidencias en términos estructurales</i>	20
3.2.2	<i>Incidencias en términos económicos</i>	20
3.3	CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE LA EDIFICACIÓN	21
3.4	DEFINICIÓN DE CARGAS	23
3.5	CARACTERÍSTICAS DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	24
<b>CAPITULO 4</b>	<b>ESTRUCTURACIÓN, PREDIMENSIONAMIENTO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL</b>	<b>25</b>

4.1	ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO .....	25
4.2	MODELADO DEL EDIFICIO EN EL PROGRAMA SAP2000 .....	29
4.2.1	<i>Modelo del edificio con <math>f'c = 21\text{MPa}</math></i> .....	29
4.2.2	<i>Modelo del edificio con <math>f'c = 28\text{MPa}</math></i> .....	30
4.3	METRADO DE CARGAS .....	30
4.4	ANÁLISIS SÍSMICO .....	31
4.4.1	<i>Análisis sísmico para edificio con <math>f'c = 21\text{MPa}</math></i> .....	31
4.4.1.1	Parámetros de análisis ( $f'c = 21\text{MPa}$ ).....	31
4.4.1.2	Análisis sísmico estático ( $f'c = 21\text{MPa}$ ) .....	33
4.4.1.2.1	Resultados en X-X.....	33
4.4.1.2.2	Resultados en Y-Y.....	34
4.4.1.3	Análisis sísmico dinámico ( $f'c = 21\text{MPa}$ ) .....	34
4.4.1.3.1	Modos de vibración .....	34
4.4.1.3.2	Control de derivas .....	34
4.4.1.3.3	Fuerza cortante basal dinámica .....	35
4.4.1.4	Verificación del tipo de sistema estructural .....	36
4.4.1.4.1	Verificación en X-X .....	36
4.4.1.4.2	Verificación en Y-Y .....	36
4.4.1.5	Análisis de irregularidades .....	36
4.4.1.6	Junta sísmica .....	39
4.4.2	<i>Análisis sísmico para edificio con <math>f'c = 28\text{MPa}</math></i> .....	40
4.4.2.1	Parámetros de análisis ( $f'c = 28\text{MPa}$ ).....	40
4.4.2.2	Análisis sísmico estático ( $f'c = 28\text{MPa}$ ) .....	41
4.4.2.2.1	Resultados en X-X.....	41
4.4.2.2.2	Resultados en Y-Y.....	42
4.4.2.3	Análisis sísmico dinámico ( $f'c = 28\text{MPa}$ ) .....	42
4.4.2.3.1	Modos de vibración .....	42
4.4.2.3.2	Control de derivas .....	42
4.4.2.3.3	Fuerza cortante basal dinámica .....	43
4.4.2.4	Verificación del tipo de sistema estructural .....	43
4.4.2.4.1	Verificación en X-X .....	43
4.4.2.4.2	Verificación en Y-Y .....	43
4.4.2.5	Análisis de irregularidades .....	44
4.4.2.6	Junta sísmica .....	46
<b>CAPITULO 5</b>	<b>DISEÑO ESTRUCTURAL .....</b>	<b>47</b>
5.1	DISEÑO DE COLUMNAS .....	47
5.1.1	<i>Diseño por flexocompresión .....</i>	<i>47</i>

5.1.2	<i>Diseño por corte</i> .....	48
5.1.3	<i>Ejemplo de diseño columna <math>f'c = 21MPa</math></i> .....	48
5.1.4	<i>Ejemplo de diseño columna <math>f'c = 28MPa</math></i> .....	52
5.2	DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN SÓTANOS.....	54
5.2.1	<i>Diseño por flexión y verificación por corte</i> .....	54
5.2.2	<i>Ejemplo de diseño muro de contención <math>f'c = 21MPa</math></i> .....	55
5.2.3	<i>Ejemplo de diseño muro de contención <math>f'c = 28MPa</math></i> .....	57
5.3	DISEÑO DE PLACAS .....	58
5.3.1	<i>Diseño por flexocompresión</i> .....	58
5.3.2	<i>Diseño por corte</i> .....	58
5.3.3	<i>Ejemplo de diseño placa <math>f'c = 21MPa</math></i> .....	59
5.3.4	<i>Ejemplo de diseño placa <math>f'c = 28MPa</math></i> .....	61
5.4	DISEÑO DE VIGAS.....	64
5.4.1.	<i>Diseño por flexión</i> .....	64
5.4.2.	<i>Diseño por corte</i> .....	65
5.4.2.1.	<i>Diseño por resistencia</i> .....	65
5.4.2.2.	<i>Diseño por capacidad</i> .....	65
5.4.3.	<i>Diseño de viga V1-01 <math>f'c = 21 MPa</math></i> .....	65
5.4.4.	<i>Diseño viga V1-01 <math>f'c = 28 MPa</math></i> .....	68
5.5	DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS .....	69
5.5.1.	<i>Diseño por flexión</i> .....	70
5.5.2.	<i>Diseño por corte</i> .....	70
5.5.3.	<i>Ejemplo de diseño de losa aligerada <math>f'c = 21 MPa</math></i> .....	71
5.5.4.	<i>Ejemplo de diseño de losa aligerada <math>f'c = 28 MPa</math></i> .....	73
5.6	DISEÑO DE LA ZAPATA MÁS CARGADA .....	74
5.6.1.	<i>Ejemplo 21 MPa</i> .....	74
5.6.2.	<i>Ejemplo 28 MPa</i> .....	75
<b>CAPITULO 6</b>	<b>COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÓMICO</b> .....	<b>77</b>
6.1	COMPARATIVO ESTRUCTURAL .....	77
6.1.1.	<i>Derivas</i> .....	77
6.1.2.	<i>Cortante basal</i> .....	78
6.1.3.	<i>Ductilidad de secciones</i> .....	79
6.1.3.1.	<i>Columnas</i> .....	79
6.1.3.2.	<i>Placas</i> .....	81
6.1.3.3.	<i>Vigas</i> .....	82

6.1.4.	<i>Durabilidad del concreto</i> .....	83
6.2	COMPARATIVO ECONÓMICO.....	84
6.2.1	<i>Partida de encofrado</i> .....	88
6.2.2	<i>Partida de acero</i> .....	92
6.3	COMPARACIÓN DE PROPUESTAS USANDO CHOOSING BY ADVANTAGES (CBA).....	96
<b>CAPITULO 7</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b> .....	<b>99</b>
<b>CAPITULO 8</b>	<b>BIBLIOGRAFÍA</b> .....	<b>102</b>





## INDICE DE TABLAS

TABLA 1: PRECIO UNITARIO DE CONCRETO PREMEZCLADO (FUENTE: REVISTA COSTOS, 2016) .....	2
TABLA 2: APLICACIÓN DEL CHOOSING BY ADVANTAGES (FUENTE: PABLO ORIHUELA).....	16
TABLA 3: PRECIOS UNITARIOS DE CONCRETOS PREMEZCLADOS DE 210 KG/CM <sup>2</sup> Y 350 KG/CM <sup>2</sup> (FUENTE: REVISTA COSTOS 2018).....	18
TABLA 4: DIFERENCIAS ECONÓMICAS ENTRE DISEÑOS 210 KG/CM <sup>2</sup> Y 350 KG/CM <sup>2</sup> (FUENTE: ALIAGA, 2019) .....	18
TABLA 5: PRECIOS UNITARIOS DE CONCRETOS CONVENCIONALES Y DE ALTA RESISTENCIA EN PESOS MEXICANOS (FUENTE: ALFARO, 2016) .....	19
TABLA 6: COSTOS TOTALES POR EL EMPLEO DE CONCRETOS DE RESISTENCIAS F'c = 250 KG/CM <sup>2</sup> Y F'c = 400 KG/CM <sup>2</sup> EN PESOS MEXICANOS (FUENTE: ALFARO, 2016) .....	19
TABLA 7: COSTOS TOTALES POR EL EMPLEO DE CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA EN PESOS MEXICANOS (FUENTE: ALFARO, 2016).....	19
TABLA 8: SOBRECARGAS SEGÚN NORMA E.020.....	24
TABLA 9: PESO UNITARIO DE MATERIALES .....	24
TABLA 10: PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS F'c = 21MPA .....	27
TABLA 11: PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS F'c = 28MPA .....	27
TABLA 12: PESO UNITARIO DE MATERIALES .....	30
TABLA 13: PESO POR PISO (21MPA).....	33
TABLA 14: DISTRIBUCIÓN DE CORTANTE ESTÁTICO POR NIVELES EN X (21MPA) .....	33
TABLA 15: DISTRIBUCIÓN DE CORTANTE ESTÁTICO POR NIVELES EN Y (21MPA) .....	34
TABLA 16: PERIODO Y MASA PARTICIPANTE (21MPA) .....	34
TABLA 17: CONTROL DE DERIVAS EN X (21MPA).....	35
TABLA 18: CONTROL DE DERIVAS EN Y (21MPA).....	35
TABLA 19: CORTANTE DINÁMICA Y ESTÁTICA (21MPA).....	35
TABLA 20: VERIFICACIÓN DE SISTEMA ESTRUCTURAL EN X (21MPA).....	36
TABLA 21: VERIFICACIÓN DE SISTEMA ESTRUCTURAL EN Y (21MPA).....	36
TABLA 22: PISO BLANDO EN X (21MPA).....	37
TABLA 23: PISO BLANDO EN Y (21MPA).....	37
TABLA 24: PISO BLANDO EXTREMO EN X (21MPA) .....	37
TABLA 25: PISO BLANDO EXTREMO EN Y (21MPA) .....	37
TABLA 26: IRREGULARIDAD DE MASA (21MPA).....	38
TABLA 27: IRREGULARIDAD TORSIONAL EN X (21MPA).....	38
TABLA 28: IRREGULARIDAD TORSIONAL EN Y (21MPA).....	39
TABLA 29: PARÁMETROS DE ANÁLISIS (28MPA).....	40

TABLA 30: PESO POR PISO (28 MPA) .....	41
TABLA 31: DISTRIBUCIÓN DE CORTANTE ESTÁTICO POR NIVELES EN X (28 MPA) .....	41
TABLA 32: DISTRIBUCIÓN DE CORTANTE ESTÁTICO POR NIVELES EN Y (28 MPA) .....	42
TABLA 33: PERIODO Y MASA PARTICIPANTE (28 MPA).....	42
TABLA 34: CONTROL DE DERIVAS EN X (28 MPA) .....	42
TABLA 35: CONTROL DE DERIVAS EN Y (28 MPA) .....	43
TABLA 36: CORTANTE DINÁMICA Y ESTÁTICA (28 MPA) .....	43
TABLA 37: VERIFICACIÓN DE SISTEMA ESTRUCTURAL EN X (28 MPA) .....	43
TABLA 38: VERIFICACIÓN DE SISTEMA ESTRUCTURAL EN Y (28 MPA) .....	43
TABLA 39: PISO BLANDO EN X (28 MPA) .....	44
TABLA 40: PISO BLANDO EN Y (28 MPA) .....	44
TABLA 41: PISO BLANDO EXTREMO EN X (28 MPA) .....	44
TABLA 42: PISO BLANDO EXTREMO EN Y (28 MPA).....	45
TABLA 43: IRREGULARIDAD DE MASA (28 MPA) .....	45
TABLA 44: IRREGULARIDAD TORSIONAL EN X (28 MPA) .....	45
TABLA 45: IRREGULARIDAD TORSIONAL EN Y (28 MPA) .....	46
TABLA 46: COMBINACIONES DE CARGA C-1 F'C = 21MPA.....	49
TABLA 47: COMBINACIÓN DE CARGAS CON SISMO x3 (21 MPA).....	50
TABLA 48: COMPARACIÓN ENTRE VU Y $\Phi_{VC}$ PARA X (21 MPA) .....	51
TABLA 49: COMPARACIÓN ENTRE VU Y $\Phi_{VC}$ PARA Y (21 MPA) .....	51
TABLA 50: COMPARACIÓN ENTRE VU Y $\Phi_{VC}$ PARA X (28MPA).....	53
TABLA 51: COMPARACIÓN ENTRE VU Y $\Phi_{VC}$ PARA Y (28MPA).....	53
TABLA 52: DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES EN MURO DE CONTENCIÓN.....	55
TABLA 53: DISEÑO POR FLEXIÓN DEL MURO DE CONTENCIÓN.....	56
TABLA 54: CÁLCULO DE LA AMPLIFICACIÓN (21MPA) .....	56
TABLA 55: DATOS DE LA PLACA 1 (21MPA).....	59
TABLA 56: CARGAS ÚLTIMAS EN LA PLACA 1 (21MPA).....	60
TABLA 57: CÁLCULO DE LA AMPLIFICACIÓN (28 MPA) .....	61
TABLA 58: CÁLCULO DE LA CUANTÍA HORIZONTAL (28 MPA) .....	61
TABLA 59: DATOS DE LA PLACA 1 (28 MPA).....	61
TABLA 60: CARGAS ÚLTIMAS EN LA PLACA 1 (28 MPA).....	63
TABLA 61: CÁLCULO DE LA AMPLIFICACIÓN (28 MPA) .....	63
TABLA 62: CÁLCULO DE LA CUANTÍA HORIZONTAL (28 MPA) .....	63
TABLA 63: RESULTADOS DEL DISEÑO POR FLEXIÓN PARA LA VIGA V1-01 (21 MPA).....	66
TABLA 64: CORTANTE SEGÚN LOS CRITERIOS DE DISEÑO POR CAPACIDAD DE LA NORMA E.060 .....	67

TABLA 65: DISEÑO POR CORTE EN TODOS LOS TRAMOS .....	68
TABLA 66: RESULTADOS DEL DISEÑO POR FLEXIÓN PARA LA VIGA V1-01 (28 MPA).....	68
TABLA 67: DISEÑO POR CORTE EN TODOS LOS TRAMOS .....	69
TABLA 68: PROPIEDADES PARA UNA VIGUETA TÍPICA CON PERALTE DE 20 CM PARA $F'c = 210 \text{ KG/CM}^2$ Y $F'c = 280 \text{ KG/CM}^2$ ADAPTADO DE “APUNTES DEL CURSO: CONCRETO ARMADO 1”, DE OTTAZZI, 2006 .....	70
TABLA 69: RESULTADOS DEL DISEÑO POR FLEXIÓN PARA LA VIGUETA EN EDIFICIO DE $F'c = 21 \text{ MPA}$ .....	72
TABLA 70: VERIFICACIÓN POR CORTE .....	73
TABLA 71: RESULTADOS DEL DISEÑO POR FLEXIÓN PARA LA VIGUETA EN EDIFICIO DE $F'c = 28 \text{ MPA}$ .....	73
TABLA 72: VERIFICACIÓN POR CORTE .....	74
TABLA 73: CARGAS DE SERVICIO EN ZAPATAS.....	74
TABLA 74: DISEÑO POR PUNZONAMIENTO .....	75
TABLA 75: DISEÑO POR CORTE .....	75
TABLA 76: DISEÑO POR FLEXIÓN .....	75
TABLA 77: CARGAS DE SERVICIO EN ZAPATAS.....	76
TABLA 78: DISEÑO POR PUNZONAMIENTO .....	76
TABLA 79: DISEÑO POR CORTE .....	76
TABLA 80: DISEÑO POR FLEXIÓN .....	76
TABLA 81: COMPARACIÓN DE LAS DERIVAS EN X EN AMBOS EDIFICIOS .....	77
TABLA 82: COMPARACIÓN DE LAS DERIVAS EN Y EN AMBOS EDIFICIOS .....	78
TABLA 83: DISTRIBUCIÓN DE CORTANTE BASAL EN X .....	79
TABLA 84: DISTRIBUCIÓN DE LA CORTANTE BASAL EN Y .....	79
TABLA 85: DEFORMACIÓN UNITARIA EN CONCRETO Y ACERO COLUMNA C-3 (21 MPA) .....	80
TABLA 86: DEFORMACIÓN UNITARIA EN CONCRETO Y ACERO COLUMNA C-8 (28 MPA) .....	81
TABLA 87: COMPARACIÓN DE CURVATURAS .....	82
TABLA 88: COMPARACIÓN DE DUCTILIDAD .....	82
TABLA 89: COMPARACIÓN DE CURVATURAS .....	83
TABLA 90: COMPARACIÓN DE DUCTILIDAD .....	83
TABLA 91: RELACIÓN W/C PARA DIVERSOS CONTENIDOS DE AIRE TOTAL (FUENTE: RIVVA, 2015) .....	84
TABLA 92: METRADOS Y COSTO POR PISO DE CONCRETO EN VIGAS.....	84
TABLA 93: METRADOS Y COSTO POR PISO DE CONCRETO EN LOSA ALIGERADA .....	85
TABLA 94: METRADOS Y COSTO DE CONCRETO EN COLUMNAS .....	85
TABLA 95: METRADOS Y COSTO DE CONCRETO EN PLACAS.....	86
TABLA 96: METRADOS Y COSTO DE CONCRETO EN MUROS DE CONTENCIÓN .....	86
TABLA 97: METRADOS Y COSTO DE CONCRETO EN LA CIMENTACIÓN MÁS CARGADA .....	87
TABLA 98: COMPARACIÓN DEL COSTO DEL CONCRETO EN AMBAS PROPUESTAS .....	87

TABLA 99: METRADOS Y COSTO POR PISO DE ENCOFRADO EN VIGAS.....	88
TABLA 100: METRADOS Y COSTO POR PISO DE ENCOFRADO EN LOSAS ALIGERADAS .....	89
TABLA 101: METRADOS Y COSTO DE ENCOFRADO EN COLUMNAS .....	89
TABLA 102: METRADOS Y COSTO DE ENCOFRADO EN PLACAS.....	90
TABLA 103: METRADOS Y COSTO DE ENCOFRADO EN MUROS DE CONTENCIÓN.....	90
TABLA 104: COMPARACIÓN DEL COSTO DEL ENCOFRADO EN AMBAS PROPUESTAS .....	91
TABLA 105: METRADOS Y COSTO POR PISO DE ACERO EN VIGAS .....	92
TABLA 106: METRADOS Y COSTO POR PISO DE ACERO EN LOSAS ALIGERADAS.....	92
TABLA 107: METRADOS Y COSTO DE ACERO EN COLUMNAS.....	93
TABLA 108: METRADOS Y COSTO DE ACERO EN PLACAS .....	93
TABLA 109: METRADOS Y COSTO DE ACERO EN MUROS DE CONTENCIÓN .....	94
TABLA 110: METRADOS Y COSTO DE ACERO EN LA CIMENTACIÓN MÁS CARGADA.....	94
TABLA 111: COMPARACIÓN DEL COSTO DEL ACERO EN AMBAS PROPUESTAS.....	95
TABLA 112: ASIGNACIÓN DE PUNTAJES POR CADA FACTOR.....	97
TABLA 113: ANÁLISIS POR CHOOSING BY ADVANTAGE.....	98
TABLA 114: MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO (MPA).....	99
TABLA 115: CORTANTE BASAL ESTÁTICA EN AMBAS PROPUESTAS.....	99
TABLA 116: PERIODO EN LA DIRECCIÓN X EN AMBAS PROPUESTAS.....	100
TABLA 117: FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICO C EN LA DIRECCIÓN X EN AMBAS PROPUESTAS.....	100
TABLA 118: PORCENTAJE DE VENTAJA EN AMBAS ALTERNATIVAS.....	101
TABLA 119: RESULTADOS EN LOS ANÁLISIS CBA .....	101

# INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1: TASA DE CRECIMIENTO PROMEDIO ANUAL DE LAS 20 PROVINCIAS MÁS POBLADAS DEL PERÚ (FUENTE: INEI, 2017)	1
FIGURA 2: PBI POR SECTORES ECONÓMICOS 2019 (FUENTE: INEI, 2014)	14
FIGURA 3: VISUALIZACIÓN 3D DE LA FACHADA DEL EDIFICIO (FUENTE: PROPIA)	21
FIGURA 4: PLANTA DE ARQUITECTURA DEL PRIMER NIVEL	22
FIGURA 5: CORTE EN EJE Y-Y (FUENTE: PROPIA)	23
FIGURA 6: ELEVACIÓN LONGITUDINAL (FUENTE: PROPIA)	23
FIGURA 7: ELEVACIÓN DE MURO DE CONTENCIÓN Y PLACA (FUENTE: PROPIA)	28
FIGURA 8: MODELO DE EDIFICIO CON $F^c = 21$ MPA EN SAP2000	29
FIGURA 9: MODELO DE EDIFICIO CON $F^c = 28$ MPA EN SAP2000	30
FIGURA 10: ESPECTRO DE DISEÑO EN X $F^c = 21$ MPA	32
FIGURA 11: ESPECTRO DE DISEÑO EN Y $F^c = 21$ MPA	32
FIGURA 12: ESPECTRO DE DISEÑO EN X $F^c = 28$ MPA	40
FIGURA 13: ESPECTRO DE DISEÑO EN Y $F^c = 28$ MPA	41
FIGURA 14: FUERZAS ACTUANTES SOBRE UNA SECCIÓN DE COLUMNA (FUENTE: OTTAZI, 2006)	47
FIGURA 15: COLUMNA C-1 EN SÓTANO 1	49
FIGURA 16: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN LA DIRECCIÓN X (21 MPA)	49
FIGURA 17: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN LA DIRECCIÓN Y (21 MPA)	50
FIGURA 18: ARMADO DE COLUMNA C-1 (21 MPA)	52
FIGURA 19: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN LA DIRECCIÓN X (28 MPA)	52
FIGURA 20: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN LA DIRECCIÓN Y (28 MPA)	53
FIGURA 21: ARMADO DE COLUMNA C-1 (28MPA)	54
FIGURA 22: CARGAS EN MURO DE CONTENCIÓN	55
FIGURA 23: DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE	56
FIGURA 24: DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR	56
FIGURA 25: CORTE EN ELEVACIÓN DE MURO DE CONTENCIÓN MC-1	57
FIGURA 26: DISTRIBUCIÓN PROPUESTA DE ACERO EN LA PLACA 1 (21MPA)	59
FIGURA 27: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN LA DIRECCIÓN X (21 MPA)	59
FIGURA 28: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN LA DIRECCIÓN Y (21 MPA)	60
FIGURA 29: DISTRIBUCIÓN PROPUESTA DE ACERO EN LA PLACA 1 (28MPA)	61
FIGURA 30: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN LA DIRECCIÓN X (28 MPA)	62
FIGURA 31: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN LA DIRECCIÓN Y (28 MPA)	62
FIGURA 32: DIAGRAMA DE MOMENTOS DE LA VIGA V1-01 (21MPA)	66
FIGURA 33: DIAGRAMA DE CORTE DEL TRAMO 1 DE LA V1-01 (21MPA)	66

FIGURA 34: DISTRIBUCIÓN DE ACEROS EN EL TRAMO 1 (21 MPA).....	68
FIGURA 35: DISTRIBUCIÓN DE ACEROS EN EL TRAMO 1 (28 MPA).....	69
FIGURA 36: GEOMETRÍA TÍPICA DE ALIGERADOS EN NUESTRO MEDIO (FUENTE: OTTAZZI, 2016).....	69
FIGURA 37: ALIGERADO ENTRE LOS EJES B Y C.....	71
FIGURA 38: MODELO IDEALIZADO DE LA VIGUETA.....	71
FIGURA 39: DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DE LA VIGUETA.....	71
FIGURA 40: DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE DE LA VIGUETA.....	72
FIGURA 41: DERIVA DE ENTREPISO EN X.....	77
FIGURA 42: DERIVA DE ENTREPISO EN Y.....	78
FIGURA 43: DIAGRAMA DE DEFORMACIONES COLUMNA C-3 (21 MPA).....	80
FIGURA 44: DIAGRAMA DE DEFORMACIONES COLUMNA C-8 (28 MPA).....	80
FIGURA 45: DIAGRAMA MOMENTO – CURVATURA PLACA-6 (21 MPA).....	81
FIGURA 46: DIAGRAMA MOMENTO - CURVATURA PLACA ASCENSOR -1 (28 MPA).....	81
FIGURA 47: DIAGRAMA MOMENTO - CURVATURA VIGA V1-03 (21 MPA).....	82
FIGURA 48: DIAGRAMA MOMENTO - CURVATURA VIGA V1-03 (28 MPA).....	83
FIGURA 49: COMPARACIÓN ECONÓMICA DE LA PARTIDA DE CONCRETO POR ELEMENTOS.....	88
FIGURA 50: COMPARACIÓN ECONÓMICA DE LA PARTIDA DE ENCOFRADO POR ELEMENTOS.....	91
FIGURA 51: COMPARACIÓN ECONÓMICA DE LA PARTIDA DE ACERO POR ELEMENTOS.....	95
FIGURA 52: COMPARACIÓN ECONÓMICA ENTRE AMBOS EDIFICIOS.....	96



## CAPITULO 1 INTRODUCCIÓN

En los últimos años, el crecimiento poblacional del Perú se ha incrementado de manera considerable. Muestra de ello es la estimación realizada por el INEI acerca del crecimiento de la población peruana de 28 a 32 millones de habitantes entre los años 2008 y 2018. Como es de esperar, Lima ha sido el departamento con mayor crecimiento habitacional y, por tanto, la demanda habitacional ha obligado a una expansión cada vez mayor del sector inmobiliario. Dicha expansión continuará con el paso del tiempo, si se toma en cuenta el considerable incremento poblacional que ha tenido Lima hasta el 2017 según la figura 1. De acuerdo a esto último, es común la ejecución de edificaciones de mediana altura, las cuales serán de uso habitacional. Este avance en la ejecución de proyectos inmobiliarios refleja una proyección económica, así como un símbolo de modernidad y desarrollo urbano para la capital del Perú.

Provincia	Población				Tasa de crecimiento promedio anual (%)		
	1981	1993	2007	2017	1981-1993	1993-2007	2007-2017
Lima	4 164 597	5 706 127	7 605 742	8 574 974	2,7	2,0	1,2
Arequipa	498 210	676 790	864 250	1 080 635	2,6	1,7	2,3
Prov. Const. del Callao	443 413	639 729	876 877	994 494	3,1	2,2	1,3
Trujillo	431 844	631 989	811 979	970 016	3,2	1,8	1,8
Chiclayo	446 008	617 881	757 452	799 675	2,8	1,4	0,5
Piura	413 688	544 907	665 991	799 321	2,3	1,4	1,8
Huancayo	321 549	437 391	466 346	545 615	2,6	0,4	1,6
Maynas	260 331	393 496	492 992	479 866	3,5	1,6	-0,3
Cusco	208 040	270 324	367 791	447 588	2,2	2,2	2,0
Santa	275 600	338 951	396 434	435 807	1,7	1,1	1,0
Ica	177 897	244 741	321 332	391 519	2,7	1,9	2,0
Coronel Portillo	138 541	248 449	333 890	384 168	5,0	2,1	1,4
Cajamarca	168 196	230 049	316 152	348 433	2,6	2,3	1,0
Sullana	194 549	234 562	287 680	311 454	1,6	1,4	0,8
San Román	102 988	168 534	240 776	307 417	4,2	2,5	2,5
Tacna	110 572	188 759	262 731	306 363	4,6	2,3	1,5
Lambayeque	158 089	210 537	259 274	300 170	2,4	1,5	1,5
Huánuco	137 859	223 339	270 233	293 397	4,1	1,3	0,8
Huamanga	128 813	163 197	221 469	282 194	2,0	2,2	2,5
Cañete	118 126	152 378	198 811	231 731	2,1	1,9	1,5

**Figura 1: Tasa de crecimiento promedio anual de las 20 provincias más pobladas del Perú (Fuente: INEI, 2017)**

Las empresas, en su afán de obtener ganancias por la ejecución de estos proyectos, buscan reducir los costos de las partidas más importantes como son acero, encofrado y concreto. En el caso del concreto, estas optan por evitar el empleo de concretos de resistencia mayor a la convencional ( $f^c = 21\text{MPa}$ ) debido al mayor precio unitario en comparación con los convencionales. Por ejemplo, en la tabla 1 se observa que el precio unitario del concreto premezclado  $f^c=21\text{MPa}$  es 235.50 soles, mientras que el precio para uno de  $f^c=28\text{MPa}$  es 257.50 soles. En vista del menor costo unitario para los concretos convencionales, las empresas optan por diseñar los edificios con resistencia  $f^c = 21\text{MPa}$ .

**Tabla 1: Precio unitario de concreto premezclado (Fuente: Revista Costos, 2016)**

<b>PRECIO UNITARIO CONCRETO PREMEZCLADO</b>	
<b>Concreto (f'c en MPa)</b>	<b>Precio (soles/m3)</b>
21	235.5
28	257.5

Existe un desconocimiento acerca del efecto que podría generar el diseño de un edificio con un concreto de resistencia mayor a la convencional en el aspecto estructural y económico. A priori, se podría concluir que un edificio diseñado con una resistencia mayor costaría más debido al elevado costo unitario del concreto premezclado. Sin embargo, podrían existir otros aspectos que compensen el incremento en el precio unitario permitiendo, en conjunto, construir el edificio con mayor resistencia y a un precio menor de lo esperado.

La presente investigación busca dar a conocer las ventajas y desventajas del uso de un concreto de mayor resistencia respecto a un concreto de resistencia convencional para el diseño de un edificio multifamiliar de concreto armado.

### **1.1 Justificación**

Esta tesis mostrará las ventajas y desventajas del uso de un concreto de mayor resistencia respecto a uno convencional ( $f'c = 21$  MPa) con la finalidad de promover una industria de construcción capaz de ejecutar proyectos inmobiliarios con concretos distintos a los convencionales. Se analizará y diseñará un mismo edificio multifamiliar de concreto armado de  $f'c = 21$  MPa y  $f'c = 28$  MPa con la finalidad de compararlos estructuralmente y en términos económicos. Se empleará herramientas BIM para obtener información más precisa de los metrados y costos finales de las propuestas. Finalmente, se obtendrá la mejor alternativa técnico-económica mediante la herramienta “Choosing By Advantages”.

### **1.2 Objetivos**

#### **1.2.1 Objetivos Generales**

Comparar las ventajas y desventajas estructurales y económicas en el diseño de un edificio multifamiliar de cuatro niveles, un semisótano y un sótano empleando concretos de  $f'c = 21$  MPa y  $f'c = 28$  MPa

#### **1.2.2 Objetivos Específicos**

- Realizar el análisis y diseño de un edificio multifamiliar de cuatro niveles, un semisótano y un sótano empleando concreto de  $f'c = 21$  MPa
- Realizar el análisis y diseño del mismo edificio multifamiliar empleando concreto de  $f'c = 28$  MPa
- Emplear la herramienta BIM para el modelamiento de la información de ambas propuestas
- Emplear la herramienta Choosing By Advantages (CBA) para la comparación técnico-económica entre el uso de un concreto de  $f'c = 28$  MPa y uno de  $f'c = 21$  MPa



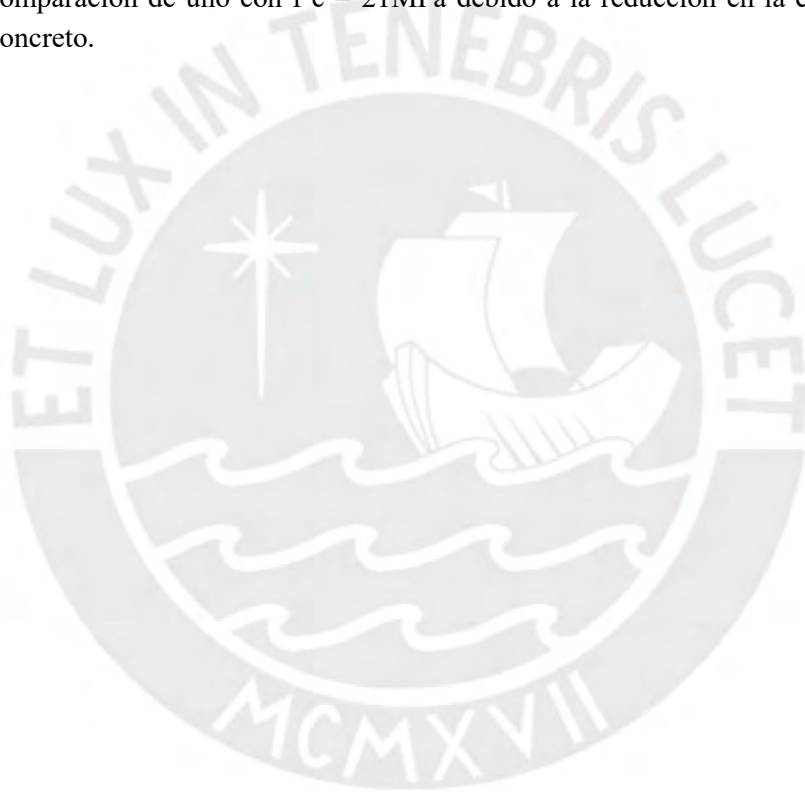
### **1.3 Hipótesis**

#### **1.3.1 Hipótesis General**

Existen beneficios técnico-económicos en el diseño estructural de un edificio de  $f'c = 28\text{MPa}$  en comparación de uno con  $f'c = 21\text{MPa}$

#### **1.3.2 Hipótesis Específica**

- Existen beneficios en términos estructurales al diseñar un edificio de  $f'c = 28\text{MPa}$  en comparación de uno con  $f'c = 21\text{MPa}$ , como, por ejemplo, la reducción en las secciones de los elementos estructurales.
- Existen beneficios en términos económicos al diseñar un edificio de  $f'c = 28\text{MPa}$  en comparación de uno con  $f'c = 21\text{MPa}$  debido a la reducción en la cantidad de acero y concreto.



## CAPITULO 2 MARCO TEÓRICO Y ESTADO DEL ARTE

El concreto es uno de los materiales de construcción más empleados para la ejecución de obras de ingeniería civil en el mundo. En este sentido, en el presente capítulo se explicará acerca del concreto, sus principales componentes para su obtención y la metodología de diseño en concreto armado. Asimismo, es fundamental conocer acerca de las nuevas metodologías de optimización en la gestión de proyectos de construcción como el Building Information Modelling (BIM). Es por ello que se busca comprender la importancia de esta metodología para la optimización de la etapa de diseño y construcción. Finalmente, se repasa acerca de investigaciones previas respecto a la comparación entre el diseño de un edificio con concretos de resistencias distintas.

### 2.1 Concreto

El material con mayor uso en la industria de la construcción es el concreto, debido a la versatilidad que posee. Esta característica permite que se adapte a cualquier forma estructural que se requiera (Rivva, 2015).

El concreto está compuesto por dos componentes, los cuales son el agregado y la pasta de cemento. Por un lado, los agregados, que son la arena y grava, suelen constituir entre el 60% al 75% del volumen total del concreto (Portland Cement Association, 2002). Por otro lado, la pasta de cemento, que está compuesta por el cemento portland y el agua, constituye el porcentaje restante.

Ambos componentes influyen de manera directa en la calidad del concreto. Sin embargo, en la pasta se define la relación agua – cemento, la cual es uno de los indicadores de calidad del concreto más importantes. Es así que la cantidad de agua con respecto a la cantidad de cemento en la mezcla define las propiedades que el concreto poseerá.

Una reducción en la cantidad de agua permite mejorar ciertas propiedades del concreto; por ejemplo, aumentar su resistencia a compresión, disminuir la permeabilidad del concreto. Sin embargo, se debe tener en cuenta que la reducción de agua genera una mezcla menos trabajable, la cual puede dificultar su colocación en obra.

Por último, cabe resaltar que las propiedades del concreto tanto en estado fresco como endurecido pueden ser modificadas a través del uso de aditivos químicos. Estos suelen añadirse a la mezcla durante la dosificación de la misma. Las propiedades que se pueden modificar con el uso de aditivos son: los tiempos de fraguado y endurecimiento, reducción de la relación agua – cemento, aumento de la trabajabilidad de la mezcla, entre otros.

#### Cemento

El cemento es un conglomerante en forma de polvo muy fino que, al mezclarse con el agua, se hidrata generando una pasta de cemento capaz de unir a los agregados. El cemento portland es uno de los más utilizados para la elaboración del concreto (Rivva, 2015).

Además del cemento portland, existen cementos hidráulicos adicionados, los cuales son producidos por la molienda uniforme de adiciones (puzolana o escoria) y el clinker. Los cementos

adicionados buscan mejorar las propiedades del cemento portland convencional. En la realidad de la construcción peruana, los tipos de cemento hidráulico adicionados más utilizados son el tipo IP e IPM, los cuales se encuentran definidos en la norma ASTM C 595.

### Agregados

El agregado es un componente muy importante en la mezcla de concreto, pues, como se mencionó anteriormente, este constituye aproximadamente entre el 60% y 75% del volumen del concreto. Es así que los agregados deben cumplir ciertas características para asegurar un óptimo desempeño. Algunas de estas características son: las partículas deben ser limpias, resistentes y deben estar libres de materiales finos que perjudiquen la adherencia con la pasta de cemento.

Por lo general, la clasificación de agregados se da de acuerdo a su granulometría, es así que se tiene dos tipos de agregados: agregado fino y agregado grueso.

- **Agregado Fino**

El agregado fino consiste de arena natural o manufacturada y tiene un tamaño que le permite pasar por el tamiz NTP 9.5 mm (3/8”).

- **Agregado Grueso**

El agregado grueso consiste en grava natural o triturada y tiene un tamaño que permite ser retenido en el tamiz NTP 4.75 mm (N°4, según serie de Tyler).

### Agua

El agua en el concreto es otro componente fundamental que define la resistencia a compresión a través de la relación agua – cemento. Es por ello que es importante que esta cumpla con las características normadas en la ASTM C1602. Se recomienda que el agua utilizada en la preparación de la mezcla sea agua potable; de esa manera, se evita la presencia de sales o materias dañinas que puedan perjudicar ciertas propiedades del concreto tales como el tiempo de fraguado y su resistencia a compresión (Portland Cement Association, 2002).

### Aditivos

Los aditivos se definen como aquellos materiales en la mezcla de concreto que no son agua, agregados o cemento. Estos son añadidos con la finalidad de modificar algunas propiedades del concreto como la trabajabilidad, colocación, curado, entre otras.

Se puede obtener un beneficio económico en el costo del concreto y obtener mejores calidades de manera más fácil. Sin embargo, el uso de aditivos no implica dejar de realizar buenas prácticas constructivas (Portland Cement Association, 2002) y deben cumplir con los requisitos establecidos en la ASTM C260.

### **2.1.1 Propiedades del concreto**

El concreto es un material que posee dos estados en su vida útil, el primero de ellos se da cuando recién se mezcla, este se define como estado fresco y puede ser moldeado a mano. Mientras que el otro estado se presenta luego del fraguado de la mezcla (estado endurecido). En ambas etapas, el concreto posee características distintas, las cuales definen la facilidad del trabajo en estado plástico y la calidad que se obtendrá cuando el concreto endurezca.

#### **2.1.1.1 En estado fresco**

##### Trabajabilidad

La trabajabilidad del concreto es la propiedad que define la facilidad del concreto en estado plástico a ser manipulado, transportado, colocado y consolidado sin producir segregación durante el vaciado. Este concepto abarca a otras propiedades del concreto tales como la fluidez, compacidad, consistencia, movilidad, segregación, sangrado y facilidad de acabado (Portland Cement Association, 2002).

Esta propiedad no tiene un método de medición directo. Es por ello que se utiliza mediciones indirectas, lo cual incluye la evaluación de otras propiedades ligadas con la trabajabilidad. El indicador que mejor representa la trabajabilidad es la consistencia y para medirla se utiliza el Método del Cono de Abrams (ASTM C143).

Los factores que afectan directamente la trabajabilidad se relacionan con la calidad de los materiales y el cómo están siendo empleados en la mezcla. Es por ello la importancia de conocer el contenido de agua y cemento, la característica de los agregados, el uso de aditivos y las condiciones ambientales.

A continuación, se detallará cómo afectan cada una de ellas:

- La relación agua – cemento incrementa la fluidez en la mezcla; sin embargo, también aumenta la segregación. Además, se conoce que el uso de un cemento fino en la mezcla causa una reducción en la trabajabilidad en el concreto fresco, debido a que presenta una mayor superficie específica y velocidad de hidratación.
- Se define una relación cemento - agregado, la cual determina si la mezcla es pobre si tiene un bajo contenido en pasta o es una mezcla rica si posee un alto contenido en pasta. Si la relación cemento – agregado es baja, la trabajabilidad es menor. Otro factor a tomar en cuenta es la forma de los agregados, ya que el tener un agregado más redondeado incrementa la trabajabilidad.
- El uso de aditivos inclusores de aire o reductores de agua mejora la fluidez en el concreto fresco, además de reducir la segregación y facilitar las operaciones de colocación de la mezcla. Sin embargo, algunas partículas de ciertos aditivos pueden disminuir la fluidez del concreto.
- Por último, las condiciones ambientales influyen en la hidratación del cemento y evaporación del agua. Si las temperaturas son elevadas, la hidratación y la evaporación se incrementan, lo cual significa que la trabajabilidad de la mezcla de concreto disminuye.

Otro factor ambiental que influye es la humedad, si se tiene una baja humedad relativa, la evaporación se produce de manera más veloz, lo cual genera una pérdida de trabajabilidad.

### Segregación

La segregación en la mezcla se produce cuando los componentes que la conforman se separan, de tal manera que no haya uniformidad en la distribución. Esto ocurre debido a que el agregado tiende a separarse de la pasta de cemento (cemento con agua) debido al desbalance en la distribución de este en la mezcla; es decir, en parte de la mezcla se tiene cantidades muy pequeñas de agregado, mientras que en otras se tiene un exceso de agregados siendo esta zona la que causa la aparición de agujeros (Portland Cement Association, 2002).

### Exudación o Sangrado

La exudación es una forma de segregación en el concreto que se produce cuando se forma una capa delgada debido a que el agua presente en la mezcla de concreto asciende hasta la superficie. Dicha capa se evapora reduciendo la superficie del concreto endurecido con respecto a la del concreto colocado. La velocidad con la que se produzca la evaporación del agua de exudación es un factor importante en el concreto, pues si se produce una evaporación rápida se tendrá fisuras por retracción plástica (Portland Cement Association, 2002).

### Consistencia

La consistencia del concreto es una propiedad que relaciona la humedad de la mezcla de concreto con la fluidez de la misma. Como se mencionó anteriormente, esta propiedad es una de las que define el concepto de trabajabilidad, mas no es sinónimo de esta.

El ensayo más conocido y aceptado para la medición de la consistencia es el Ensayo de Revenimiento o Asentamiento del Cono de Abrams. Si del ensayo se tienen valores elevados de asentamientos significa que el concreto es fluido.

#### **2.1.1.2 En estado endurecido**

El concreto en estado endurecido es aquel que se produce después del proceso de hidratación, el cual consiste en la formación de enlaces químicos entre el cemento y el agua presentes en la mezcla de concreto. Finalmente, el concreto endurece a la vez que empieza a ganar resistencia en las partes sólidas de la pasta (Portland Cement Association, 2002).

### Resistencia

La resistencia es una de las propiedades más representativas e importantes del concreto que, por lo general, es un indicador de la calidad del mismo. Esta se define como el máximo esfuerzo que soporta el concreto sin llegar a la rotura.

Esta propiedad varía de acuerdo a la edad del concreto, siendo la edad de 28 días la que se utiliza, debido a que para esta edad el concreto ha desarrollado un porcentaje considerable de su resistencia máxima. Para edades entre 56 y 90 días, la resistencia aumenta en un 10% y 15% respectivamente (Portland Cement Association, 2002).



Se tiene distintos factores que influyen en la resistencia del concreto siendo la más importante la relación agua – cemento. Si se tiene una relación agua – cemento baja, se reduce la porosidad en el concreto aumentando así la resistencia de este material (Ottazzi, 2016).

El curado es muy importante en el desarrollo de la resistencia del concreto. El concreto aumenta su resistencia si está sometido al curado. Mientras más prolongados sean estos periodos, la resistencia aumentará más.

El tipo de cemento utilizado influye en la velocidad con la que se obtiene la resistencia a compresión. Sin embargo, según Ottazzi, a partir de dos o tres meses de edad aproximadamente, los concretos que fueron fabricados con los distintos tipos de cemento poseen, prácticamente, la misma resistencia.

Para determinar la resistencia a compresión se realiza ensayos de laboratorio en probetas estándar cargadas axialmente. Según la ASTM, la probeta estándar consiste en un cilindro cuyas dimensiones son de 6” (150 mm) de diámetro y 2” (300mm) de altura.

Lo primero que se debe realizar en el ensayo es la elaboración de las probetas. Luego se debe realizar el curado de la probeta. Finalmente, se aplica una carga axial en la dirección de la altura de la muestra, esta carga es aplicada a una velocidad estándar de aproximadamente 2.1 kg/cm<sup>2</sup> y 2.8 kg/cm<sup>2</sup> (Ottazzi, 2016).

### Módulo de Elasticidad

El concreto no es un material linealmente elástico, ello significa que en ningún tramo de la curva esfuerzo-deformación se presentan tramos rectos (no se cumple la ley de Hooke). Sin embargo, para valores de resistencias bajos de 0.4 f'c a 0.5 f'c se puede asumir que el comportamiento del concreto es lineal.

El módulo de elasticidad de este material depende principalmente del módulo de elasticidad de la pasta de cemento y los agregados. Para concretos de peso normal, el ACI y la Norma Peruana permiten estimar el valor del módulo de elasticidad de la siguiente manera:

$$E_c = 15000\sqrt{f'_c} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

### **2.1.2 Tipos de concreto**

#### a. Concreto in situ

El concreto in situ o concreto en obra, es aquel que es elaborado en la misma obra. La mezcla se realiza a través de dosificaciones ya establecidas. Una vez elaborado el concreto se realiza el encofrado del elemento que se requiera.

Una de las principales características de la elaboración del concreto en obra (“in situ”) es que la dosificación de mezcla se realiza por volúmenes de los componentes del concreto, la cual no garantiza una correcta proporción en la mezcla. De esta manera, en la mayoría de casos el concreto no obtiene todas las propiedades previstas en el diseño estructural.

Es por ello que para tener una correcta elaboración de este tipo de concreto Medina Cruz y Blanco Blasco a través del Manual de construcción para maestros de obra, proponen algunas recomendaciones para el uso de los ingredientes del concreto in situ. En el mencionado documento, afirman que la calidad del concreto elaborado en obra no solo depende de los materiales empleados, sino que todo el proceso realizado para su fabricación influye en ello.

Para el mezclado de concreto, Medina y Blanco sugieren el uso de mezcladoras de concreto, debido a que estos equipos mecánicos permiten una distribución uniforme de la mezcla y cubrir cada partícula de agregado con la pasta de cemento. Se debe garantizar un correcto funcionamiento de la mezcladora para evitar que se malogre en pleno proceso de vaciado; además, esta debe estar instalada en un piso horizontal y plano, y debe estar cerca al lugar de encofrado.

El transporte del concreto debe realizarse de una manera ágil. Es por ello que la ruta escogida para trasladar el concreto debe estar lo más despejada posible y se debe tener una distancia corta. Se debe tener mucho cuidado en el traslado del concreto para evitar la pérdida de algún ingrediente en la mezcla.

El proceso del vaciado del concreto en obra es importante para la calidad del concreto que se obtenga una vez que se endurezca. Se recomienda colocar la mezcla a la menor distancia posible de la posición final. Uno de los factores a tener en cuenta es el clima, pues si se cuenta con una lluvia fuerte se recomienda no realizar el vaciado, con la finalidad de evitar que se añada agua a la mezcla de concreto.

El curado del concreto consiste en mantener la humedad en el concreto con la finalidad que este alcance por completo su resistencia a compresión. Para el concreto in situ, los procedimientos más utilizados son una aplicación directa y continua de agua, mantas o alfombras empapadas para cubrir el concreto y las arrocetas en el caso de pisos y techos.

#### b. Concreto premezclado

El concreto premezclado es aquel que es elaborado en centrales concreteras. La principal diferencia con los concretos elaborados “in situ” es que la dosificación de los materiales se realiza por masa, lo cual garantiza una mejor calidad en el proceso de elaboración del concreto. El control realizado en la mezcla de los materiales de concreto garantiza que la resistencia del material permite que el material cuente con una densidad entre 2300 kg/m<sup>3</sup> y 2500 kg/m<sup>3</sup>.

La norma ASTM C-94 y NTP 339.114 son las que establecen especificaciones normalizadas para este material, la cual busca que se cumpla con los requerimientos en la fabricación del concreto premezclado y en la entrega del mismo a los compradores. La norma indica que este material debe llegar en estado fresco y sin fraguar.

La NTP 339.114 indica que lo ideal que la unidad de medida del concreto premezclado es el metro cúbico (m<sup>3</sup>). Además, se apoya en otras normas técnicas relacionadas con los materiales de concreto para garantizar la calidad en el producto.

Por ejemplo, para el uso de cemento hidráulico se especifica que este debe cumplir con la norma NTP 334.009 y la NTP 334.090 o con la NTP 334.082. Los agregados de peso normal utilizados en la mezcla para la elaboración del concreto deben cumplir con las especificaciones establecidas en NTP 400.037, de tener agregado de peso ligero se debe emplear la ASTM C 330 y si se cuenta con agregado pesado se usa la ASTM C 637. En el caso del agua empleado en la pasta, se establece que debe cumplir con la NTP 339.008. Finalmente, los aditivos que se usen en el concreto también deben cumplir con los estándares establecidos por normas técnicas, es así que los aditivos incorporadores de aire tienen que cumplir con la NTP 334.089 y de contar con aditivos químicos con la NTP 334.088 O ASTM C 1017/C 1017 M.

La dosificación de mezcla realizada para el concreto premezclado está establecida en las normas ya mencionadas (ASTM C-94 y NTP 339.114). Estas indican que las características del producto final, están establecidas por las características del proyecto en la cual será empleado. Según estas normativas, la dosificación de los materiales se debe realizar por masas.

La NTP 339.114 especifica también ciertas consideraciones a tener en cuenta al momento de realizar la medición de la masa de cada material.

En caso de materiales cementicios y el cemento hidráulico, se especifica en la NTP 339.114 que deben pesar en una tolva alimentadora y una balanza, la cual deben ser distinta a la utilizada para pesar los otros materiales. La masa del cemento hidráulico de ser la primera en ser medida, luego se pesa a los materiales cementicios. Además de lo anteriormente mencionado, la norma específica que no se debe utilizar fracciones de bolsas de cemento, las cuales tienen una masa normalizada de 42.5 kg por bolsa de cemento Portland, a menos que se compruebe la masa.

Para las mediciones de masas de los agregados, según la NTP 339.114, se deben basar en materiales secos más la masa total del contenido de humedad que posee el agregado. La cantidad de agregado que se emplea en la mezcla de concreto debe estar dentro del  $\pm 2\%$  de la masa requerida.

El agua que se tiene en el concreto consiste en agua adicionada en la mezcla, agua contenida como humedad y agua introducida a través del uso de aditivos. La norma establece que esta debe puede ser medido por masa o volumen y que debe tener una precisión del 1% del agua total requerida en la mezcla de concreto. De existir hielo adicionado, la norma específica que solo puede ser medido por masa. En caso de que el concreto sea transportado en camiones mezcladores, el agua retenida en el tambor debe medirse, de no poder realizar esta medición se debe quitar el agua de lavado para no alterar las masas en la mezcla.

A lo igual que para el agua, los aditivos químicos también pueden medirse a través de su masa o volumen. Sea cualquiera de las formas mencionadas la empleada para medir la cantidad del material en la dosificación, se debe tener en cuenta que tiene que cumplir con una precisión del  $\pm 3\%$  de la cantidad total requerida.



c. Concreto de alta resistencia

El concreto de alta resistencia es un tipo de concreto de alto desempeño, cuya característica principal es poseer una resistencia a compresión mayor a la de un concreto convencional. Este detalle, hace que este concepto sea relativo a medida que el concreto empleado en obras comunes aumenta. Según la Portland Cement Association (PCA) el mayor porcentaje de concreto elaborado posee resistencias que oscilan entre 21 MPa y 40 MPa, es por ello que establece al concreto en alta resistencia como aquel que soporta resistencias mayores a 70 MPa.

Sin embargo, en el ACI 363.2R-98 define al concreto de alta resistencia aquel que tiene una resistencia a compresión mayor o igual a 40 MPa, además menciona que la resistencia de 40 MPa es la división entre resistencia normal y alta resistencia., además, un concreto con la resistencia a compresión de 40MPa no presenta cambios drásticos en sus propiedades, elaboración y ensayos de prueba con respecto a los concretos con resistencias convencionales.

La calidad que se obtenga en el concreto de alta resistencia, al igual que los concretos de resistencia convencional, dependen de diversos factores como la uniformidad, calidad de los ingredientes y las condiciones de mezcla. Estas condiciones se encuentran normada en el ACI 363.2R-98.

Las aplicaciones del concreto de alta resistencia son muy diversas, si bien en la realidad de la construcción peruana la experiencia con respecto a este material es muy escasa con respecto a otros países (Rivva, 2002). Una de las aplicaciones de este tipo de concreto es en la elaboración de edificios de gran altura como por ejemplo el Two Union Square el cual posee una altura de 242.8 m, el concreto utilizado en dicha estructura alcanzó una resistencia a compresión de 131 MPa (Portland Cement Association, 2002).

Además de lo anteriormente descrito, el concreto de alta resistencia permite obtener altas resistencias a una edad temprana. Si la resistencia del material se incrementa, es posible realizar reducciones en las secciones transversal de los elementos estructurales.

d. Concreto ligero estructural

El concreto ligero estructural o también denominado concreto liviano es aquel que posee una menor densidad al concreto convencional. Este es producido con agregados ligeros o una mezcla de este tipo de agregados con agregados normales (Portland Cement Association, 2002). La densidad de este tipo de concreto, por lo general suele variar entre 1350 kg/m<sup>3</sup> y 1850 kg/m<sup>3</sup> y la resistencia que alcanza a 28 días es mayor a 17 MPa. Los ensayos para el concreto ligero están definidos en la norma ASTM C 567.

Los agregados ligeros se definen como aquellos que poseen una densidad menor a de los agregados normales, los valores típicos de la densidad para agregados livianos están entre los valores de 560 kg/m<sup>3</sup> y 1120 kg/m<sup>3</sup>. Según la Portland Cement Association una de las características de este tipo de agregado es que puede absorber entre el 5% a 20% de agua por peso de material seco. Por ello es que antes de realizar la dosificación de la mezcla, los agregados son mojados (pero sin llegar al estado de la saturación del material) con la finalidad de uniformizar la mezcla. Los requisitos de los agregados livianos están establecidos en la ASTM C 330.

El concreto ligero estructural permite reducir la carga muerta en los elementos estructurales. Por lo tanto, una de sus aplicaciones en la construcción de proyectos es en losas en edificios altos (Portland Cement Association, 2002).

Una de las principales diferencias que presenta con respecto al concreto convencional está en que la relación agua – cemento no es el factor principal en cuanto a resistencia a compresión se refiere. Para este tipo de concretos, es muy difícil determinar la cantidad de agua que fue absorbida por los agregados. Es por ello, que la resistencia a compresión se relaciona más con el contenido de cemento para un asentamiento dado y contenido de aire que con la relación agua – cemento. (Portland Cement Association, 2002).

## 2.2 Método de diseño estructural en concreto armado

El diseño estructural permite conocer el refuerzo requerido en la estructura para garantizar un comportamiento óptimo según criterios establecidos en los reglamentos. En la actualidad para realizar el diseño estructural se utiliza el método de diseño por resistencia y servicio, el cual se encuentra normado en la Norma Peruana E.060.

La Norma Peruana E.060 y el American Concrete Institute (ACI) separan los factores de seguridad estructural en dos: factor de carga y factor de reducción de capacidad.

Los factores de carga consisten en una amplificación de las cargas actuantes en la estructura con la finalidad de brindar seguridad ante el posible incremento de las cargas de servicio. Las amplificaciones de la carga actuante se realizan de acuerdo a combinaciones estipuladas en la E.060.

La resistencia requerida ( $U$ ) para cargas muertas ( $CM$ ) y cargas vivas ( $CV$ ) será como mínimo:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

Si en el diseño realizado se tuviese cargas de viento ( $CV_i$ ) la norma E.060 establece que el valor mínimo de la resistencia requerida es:

$$U = 1.25(CM + CV \pm CV_i)$$

$$U = 0.9CM \pm 1.25CV_i$$

Cuando se considere cargas de sismo ( $CS$ ) la resistencia requerida será:

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9CM \pm CS$$

Según la E.060 no es necesario considerar las acciones de sismo con las cargas de viento en simultáneo.

Los factores de reducción por capacidad ( $\Phi$ ) sirven para tomar en cuenta inexactitudes en cálculos y las variaciones en la resistencia del concreto. Los valores del factor de reducción por capacidad

varían según el elemento estructural, en vigas este factor incrementa debido a que la falla para la cual se realiza su diseño es por flexión, mientras que para las columnas se espera un valor más bajo del factor de reducción por capacidad debido a que se puede presentar una falla frágil. (Oviedo, 2015).

La norma peruana E.060 establece los siguientes valores para el factor de reducción por capacidad, según la sollicitación presentada.

Para flexión sin carga axial:	$\Phi=0.9$
Para cortante y torsión:	$\Phi=0.85$
Para cargas axiales con o sin flexión con elementos de refuerzo en espiral:	$\Phi=0.75$
Para cargas axiales con o sin flexión con elementos de refuerzo estribados:	$\Phi=0.70$

Según Blanco, es importante garantizar un comportamiento adecuado de los elementos estructurales bajo cargas de servicio. Por ejemplo, algunos elementos con secciones muy reducidas y con poca armadura a compresión pueden comportarse muy bien bajo cargas de resistencia requerida; sin embargo, bajo cargas de servicio presentan deformaciones excesivas (Oviedo, 2015).

Una de las principales consideraciones a tomar en cuenta al momento de realizar un diseño estructural es asegurar que la estructura tenga un comportamiento dúctil. Este tipo de comportamiento sirve para dar una advertencia de falla de la estructura. Para garantizar la ductilidad en la estructura, se debe tener en cuenta detalles como la cantidad de cuantía de refuerzo, el anclaje del refuerzo y el confinamiento del concreto (Oviedo, 2015).

Por último, la Norma E.060 establece que el concreto a utilizar en la estructura debe contar con una resistencia no menor a 14 MPa, pero en elementos en donde existen fuerzas resistentes inducidas por sismos, la resistencia a compresión debe ser no menor a 21 MPa. Para el caso del acero, esta norma establece que el valor máximo permitido para la resistencia especificada a la fluencia es de 550 MPa.

### **2.3 Building Information Modeling (BIM)**

Con el paso de los años, el progreso humano ha sido influenciado por el desarrollo tecnológico de las diversas industrias. En este contexto, este cambio ha influenciado, incluso, a la forma como las personas viven, trabajan y se relacionan. La industria de la construcción no ha sido ajena a esta revolución tecnológica con fines de mejora en los procesos.

El sector construcción presenta la mayor producción del PBI nacional. Asimismo, esta industria se considera como “locomotora”, pues genera trabajo en las demás industrias.

En la figura 2 se muestra una gráfica con la influencia de cada sector en el PBI nacional (2019).



Figura 2: PBI por sectores económicos 2019 (Fuente: INEI, 2014)

Teniendo en cuenta la amplia influencia del sector construcción en el desarrollo económico de un país y la complejidad de procesos que tiene este sector desde la etapa de diseño hasta la etapa de operación, es fundamental la aplicación de algún tipo de tecnología. La aplicación de BIM representa, en la actualidad, el mayor avance tecnológico a implementar en el sector construcción con la finalidad de optimizar los procesos.

### 2.3.1 Definición de BIM

Para Migilinskas et al. (2013), BIM se define como una metodología de trabajo integrada que supone una profunda colaboración de todos los involucrados del proyecto para el desarrollo de estrategias en la elaboración del diseño, la construcción y la administración del proyecto. En general, se puede considerar que BIM es una Tecnología de Información (TI) que permite el intercambio de información entre todos los involucrados en el proyecto a través de un modelo digital. En este sentido, para la adopción de BIM es fundamental comprender que no solo se trata de una tecnología, sino que es una combinación entre procesos, políticas y tecnologías.

**TECNOLOGÍAS:** Comprende el empleo de software de modelado y visualización que colaboren a una mejor comprensión del proyecto por parte de todos los involucrados en el mismo. Algunos softwares populares son Revit, Naviswork y Tekla

**PROCESOS:** Comprende las actividades ligadas al flujo de información a lo largo de las etapas del proyecto (diseño, construcción y operación). El intercambio de información debe ser eficaz para que el trabajo colaborativo entre especialidades sea más eficiente.

**POLÍTICAS:** Comprende los estándares BIM empleados para realizar el modelado digital de los proyectos. Se recomienda que el modelado se ejecute de forma similar a como el proyecto será construido en la realidad.

Según Rivard et al. (2004), la TI en un proyecto de edificación desempeña dos funciones: (1) especifica el producto resultante (información del diseño) y (2) controla las tareas necesarias para la construcción (información de la gestión durante la construcción). Es por ello que, ante la

influencia que BIM puede tener en las etapas de diseño y construcción, las empresas consideran una posible adopción BIM en sus proyectos. Este último cuenta con diversas herramientas de amplias características, las cuales son descritas a continuación:

- Simulación del proyecto a través de modelos: Consiste en el desarrollo de modelos digitales que representen a la edificación próxima a ejecutar. En este contexto, es fundamental que el modelado se realice en forma similar a como el proyecto será ejecutado en la realidad (siguiendo un proceso constructivo).
- Caracterización de los elementos: Los elementos deben tener la capacidad de almacenar información. Entre los atributos principales se encuentran:
  - Tipo de material
  - Resistencia del concreto a emplear
  - Proveedor del material
- Gestión de la información: Consiste en la gestión de una base de datos que contiene información que es compartida entre todos los agentes del proyecto. Esta base de datos es actualizada conforme el avance que tenga el proyecto.
- Colaboración entre involucrados: Consiste en el trabajo colaborativo entre los agentes participantes con la finalidad de solucionar todas las incompatibilidades presentes en el proyecto. Además, es fundamental una constante coordinación para nutrir de información más enriquecedora al modelo.

### **2.3.2 BIM durante la etapa de diseño**

Uno de los roles principales de BIM en un proyecto es el trabajo colaborativo de los especialistas durante la etapa de diseño. En el diseño tradicional, cada uno de los agentes trabaja en forma independiente, por lo que la posibilidad de ocurrencia de incompatibilidades durante la etapa de construcción es alta. Es así que BIM busca solucionar estas incompatibilidades mediante el trabajo conjunto entre especialistas a través del manejo de un modelo digital que cuenta con información del proyecto.

Según BuildingSMART (2014), algunos beneficios de BIM durante la etapa de diseño son:

- A. Dar soporte a la toma de decisiones del proyecto.
- B. Permitir el compromiso de las partes con los objetivos del proyecto usando el modelo de información del edificio.
- C. Visualizar soluciones de diseño.
- D. Asistir durante la fase de diseño y coordinar entre distintos diseños.
- E. Incrementar y asegurar la calidad del proceso de construcción y producto final.
- F. Hacer más eficiente los procesos durante la fase de construcción.
- G. Mejorar la seguridad durante la fase de construcción del edificio.
- H. Dar soporte a los análisis de costos del proyecto y ciclo de vida del edificio.



## 2.4 Choosing By Advantages (CBA) para la toma de decisiones

Durante la ejecución de un proyecto, la toma de decisiones es un proceso continuo, por lo que, la elección de estas es de vital importancia para el cumplimiento de los objetivos. En los proyectos de construcción, típicamente las decisiones finales son influenciadas por recomendaciones o elecciones personales de los profesionales responsables. Sin embargo, estas decisiones, al no ser correctamente documentadas y no seguir algún estándar, podrían desviar los objetivos finales del proyecto.

Una alternativa para evitar lo mencionado en el párrafo anterior es aplicar herramientas multicriterio, las cuales permiten optar en forma más certera por alguna alternativa. El Choosing By Advantages (CBA) es una herramienta multicriterio que se basa en las ventajas de las alternativas en función de los criterios que se propongan. Este es un método para elegir la mejor alternativa con transparencia y en forma estructurada.

Los pasos que se siguen para la aplicación del CBA son los siguientes:

- Identificación de alternativas
- Definición de factores
- Definición de criterios
- Descripción de atributos de cada una de las alternativas
- Análisis de ventajas
- Importancia
- Evaluación de costos

Por ejemplo, en la tabla 2 se muestra la aplicación del CBA para la elección de un especialista durante la etapa de diseño.

Tabla 2: Aplicación del Choosing By Advantages (Fuente: Pablo Orihuela)

Especialidad	Nombres	Tasa de Costo	Ponderación de criterios cualitativos (1 a 5)						Puntaje total	Selección
			Conocimiento	Experiencia	Disponibilidad	Imagen	Flexibilidad	Tiempo de entrega		
			4	5	3	1	2	5		
Ingeniero Estructural	Jhon Stevens	5 1.60	2	2	3	1	3	4	54	
	Paul Solano	5 1.60	5	4	2	3	2	3	68	
	Kenji Tanaka	5 1.60	3	2	1	4	2	2	43	

Como se observa previamente, los tres especialistas han sido calificados en función de su desempeño según algunos criterios establecidos previamente (conocimiento, experiencia, disponibilidad, imagen, flexibilidad y tiempo de entrega). Cabe mencionar que a cada uno de los criterios se le asigna un peso según los requerimientos deseados. El calificativo final de cada participante es evaluado en conjunto con el aspecto económico para finalmente optar por la mejor alternativa.

En general, se recomienda el empleo de esta herramienta multicriterio por lo intuitiva que es y por su sencilla aplicación en cualquier toma de decisión que se presente a lo largo del proyecto.

## 2.5 Estado del arte

El crecimiento inmobiliario ha sido considerable en los últimos años debido al constante incremento de la demanda habitacional en las principales ciudades con mayor proyección económica. Así, es común observar edificaciones de uso multifamiliar de mediana o gran altura, las cuales buscan satisfacer la demanda habitacional y, durante la etapa de ejecución, generar utilidades para las empresas constructoras. Por esto último, la mayoría de estas edificaciones son diseñadas con concretos de resistencia convencional (21 MPa) y no con concretos de mayor resistencia.

Son pocas las edificaciones diseñadas con concretos de resistencia mayores a la convencional, razón por la cual existe un desconocimiento mayoritario acerca de los efectos que concretos de mayor resistencia podrían generar en términos estructurales y económicos. Es por ello que existen algunos estudios acerca de los efectos de usar un concreto convencional y otro de mayor resistencia en el diseño de edificios multifamiliares. A continuación, se describen algunos de ellos.

### 2.5.1. Análisis comparativo del diseño estructural de un edificio multifamiliar de concreto armado con el uso de resistencias $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$

Wilfredo Jesús Aliaga Gaspar – Universidad Continental (2019 - Perú) desarrolló la tesis de pregrado: “Análisis comparativo del diseño estructural de un edificio multifamiliar de 21 pisos y 2 sótanos de concreto armado con el uso de distintas resistencias a la compresión del concreto ( $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y  $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ )”. En este estudio se realizó la comparación entre un mismo edificio diseñado con concreto de resistencia 21MPa, 35 MPa y otro con una resistencia de 350 MPa para los primeros pisos y de 21 MPa para los demás pisos. La finalidad del estudio fue evaluar y determinar cuál es la alternativa más eficiente en términos estructurales y económicos. Para ello, se realizaron los tres diseños, se hizo el metrado de materiales (acero, concreto y encofrado) y se obtuvieron los presupuestos finales de las tres alternativas. Las conclusiones en términos estructurales fueron:

- El uso de una resistencia mayor redujo las dimensiones de los principales elementos estructurales como vigas, columnas y placas. Así, se logró reducir el peso de la estructura, por lo que la fuerza sísmica será menor.
- La disminución de las secciones y el aumento del módulo de elasticidad debido al uso de mayores resistencias produce una variación en la rigidez de la edificación.
- 

Por otro lado, las conclusiones en términos económicos fueron:

- A pesar de que el precio unitario del concreto de 35MPa es mayor que el de 21MPa, como se puede observar en la tabla 3, la disminución en las secciones de los elementos (vigas, columnas y placas) genera un menor metrado de materiales y, por tanto, genera un presupuesto menor.

**Tabla 3: Precios Unitarios de concretos premezclados de 210 kg/cm<sup>2</sup> y 350 kg/cm<sup>2</sup> (Fuente: Revista Costos 2018)**

Concreto premezclado	APU Revista Costos 2018
<b>f'c=210 kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PU (soles)/m<sup>3</sup></b>
LOSA ALIGERADA	293.77
<b>f'c=350 kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PU (soles)/m<sup>3</sup></b>
LOSA ALIGERADA	350.38

- Los mayores ahorros económicos por el uso de mejores resistencias se aprecian en las columnas a comparación que en las vigas y placas. Sin embargo, también existe cierto ahorro económico en las dos últimas. En la tabla 4 se aprecia un cuadro comparativo económico considerando todos los elementos estructurales de las propuestas.

**Tabla 4: Diferencias económicas entre diseños 210 kg/cm<sup>2</sup> y 350 kg/cm<sup>2</sup> (Fuente: Aliaga, 2019)**

	1er edificio (f'c=210 kg/cm <sup>2</sup> )			2do edificio (f'c=350 kg/cm <sup>2</sup> )		
	Total, Metrado	Costo		Total, Metrado	Costo	Variación Metrado
		Soles	%		soles	%
<b>Concreto (m<sup>3</sup>)</b>	3,056.08	949,950.01	100%	2,299.11	846,823.86	89.14%
<b>Acero(kg)</b>	433,404.78	1,758,184.64	100%	395,612.37	1,606,984.02	91.40%
<b>Encofrado(m<sup>2</sup>)</b>	19,809.07	1,267,789.77	100%	17,535.46	1,114,225.88	87.89%
<b>Total</b>		<b>S/. 3,975,924.42</b>	<b>100%</b>		<b>S/. 3,568,033.77</b>	<b>89.74%</b>
				<b>reducción</b>	<b>S/. 407,890.65</b>	<b>10.26%</b>

### 2.5.2. Análisis costo-beneficio del uso de concretos de alta resistencia (>80 MPa)

José Eduardo Alfaro Sobrino – Universidad Veracruzana (2016- México) desarrolló la tesis de postgrado: “Análisis costo-beneficio del uso de concretos de alta resistencia (>80 MPa) para la región de Veracruz”. En este estudio se realizó la comparación costo-beneficio entre un concreto convencional y uno de alta resistencia.

El crecimiento poblacional y urbano de la población mexicana, reflejada en la ejecución de proyectos cada vez más complejos, ha obligado a los ingenieros estructurales a emplear concretos de mejor resistencia. Es así que se comenzó a emplear concretos de alto desempeño, los cuales tiene una resistencia entre 40 Y 150 MPa. La finalidad del estudio fue evaluar y determinar si existen beneficios económicos y estructurales por el empleo de un concreto de alta resistencia. A continuación, se muestran las principales conclusiones de este estudio:

A priori es posible afirmar que los precios unitarios de los concretos de alta resistencia son mayores al precio del concreto convencional tal como se aprecia en la tabla 5. Sin embargo, el hecho de que el precio unitario sea mayor no significa que, a la larga, el costo del proyecto siga la misma tendencia.



**Tabla 5: Precios unitarios de concretos convencionales y de alta resistencia en pesos mexicanos (Fuente: Alfaro, 2016)**

Material	Precio	Unidad
Concreto $f_c=250 \text{ kg/cm}^2$	\$ 1,160.00	m <sup>3</sup>
Concreto $f_c= 400 \text{ kg/cm}^2$	\$ 1,400.00	m <sup>3</sup>
Concreto $f_c=800 \text{ kg/cm}^2$	\$ 2,590.00	m <sup>3</sup>

A la larga, los costos finales de producción resultan menores al emplear un concreto de alta resistencia, como se puede ver en las tablas 6 y 7. El mayor ahorro se presenta en los elementos verticales (columnas). En total, existe un ahorro del 23 %, sin considerar los beneficios otorgados por el empleo de un concreto de mayor resistencia como el incremento de la durabilidad de las secciones.

**Tabla 6: Costos totales por el empleo de concretos de resistencias  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_c = 400 \text{ kg/cm}^2$  en pesos mexicanos (Fuente: Alfaro, 2016)**

Testigo concreto $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ en viga y $400 \text{ kg/cm}^2$ en columna				
Elemento	Volumen de concreto (m <sup>3</sup> )	Acero longitudinal (kg)	Acero transversal (kg)	Costo (\$)
Viga	0.6	245.74	48.23	\$ 3,606.27
Columna	1.08	180.96	45.68	\$ 3,775.72

**Tabla 7: Costos totales por el empleo de concretos de alta resistencia en pesos mexicanos (Fuente: Alfaro, 2016)**

Testigo concreto $f_c = 800 \text{ kg/cm}^2$				
Elemento	Volumen de concreto (m <sup>3</sup> )	Acero longitudinal (kg)	Acero transversal (kg)	Costo (\$)
Viga	0.6	189.7	48.23	\$ 3,909.51
Columna	0.48	153.17	29.01	\$ 3,046.78

En referencia a lo mencionado anteriormente, el beneficio por el empleo de un concreto de alta resistencia no solo es reflejado en términos económicos sino también en términos de desempeño. Algunos de estos son: disminución en las secciones de los elementos, mayor durabilidad y mejor resistencia a edades tempranas.

Con la finalidad de aportar aún más al conocimiento acerca del uso de concretos de mayores resistencias, la presente tesis pretende comparar el diseño de un mismo edificio para concretos de resistencia de 21 MPa y 28 MPa. Además, se pretende emplear herramientas BIM para analizar y determinar la alternativa más eficiente en términos estructurales y económicos.

## **CAPITULO 3 METODOLOGÍA Y GENERALIDADES DE DISEÑO ESTRUCTURAL**

La elaboración del presente trabajo de investigación requiere de dos etapas: la etapa de diseño estructural y la evaluación a través de herramientas BIM. Cabe mencionar que desde la etapa de diseño se emplea algunas tecnologías BIM como el Revit con la finalidad de evitar incompatibilidades entre las especialidades de estructuras y arquitectura. Por otro lado, esta tecnología permite visualizar el edificio de una forma más entendible a comparación de la visualización a través de dibujos en 2D.

### **3.1 Propuestas a desarrollar**

Inicialmente, se realizará la estructuración de un edificio de concreto armado. Luego se elaborará el predimensionamiento del mismo teniendo en cuenta que la única variante al emplear concretos distintos es en el predimensionamiento de columnas. El modelamiento estructural de las propuestas se realizará a través del programa SAP2000.

Para los modelos realizará el análisis sísmico respectivo con el fin de verificar que las derivas inelásticas cumplan con el mínimo indicado en la norma E.030. Por último, se realiza el diseño de los elementos de concreto armado para cada una de las propuestas. Entre los elementos estructurales a diseñar se encuentran:

- Columnas
- Placas
- Muros de contención en sótanos
- Vigas
- Cimentación (zapata más cargada)
- Losas Aligeradas

### **3.2 Análisis de propuestas**

#### **3.2.1 Incidencias en términos estructurales**

Es fundamental analizar ambas propuestas con la finalidad de determinar aquella más eficiente en términos estructurales. En este sentido, una vez que se cuente con ambos diseños se compararán características estructurales como:

- Cortante basal resistente
- Ductilidad de las secciones
- Durabilidad del concreto

#### **3.2.2 Incidencias en términos económicos**

Se realizará la evaluación económica de las alternativas planteadas con la finalidad de identificar aquella más eficiente en términos de costos. Se modelarán ambas propuestas con toda la información utilizando software REVIT desde la etapa de diseño para obtener metrados más precisos. Además, se utilizará el software S10 para elaborar los análisis de precios unitarios y el presupuesto total de ambos edificios.

Finalmente se empleará la herramienta Choosing By Advantages (CBA) para elegir la mejor alternativa técnico-económica.

### 3.3 Características principales de la edificación

El proyecto consta de una edificación de concreto armado de cuatro pisos, un semisótano y un sótano. Se encuentra ubicado en la ciudad de Lima, distrito de Lince, y es de uso multifamiliar. Este cuenta con un área de 425 m<sup>2</sup> en los sótanos y 310 m<sup>2</sup> en los niveles superiores.

Desde el nivel del terreno (NPT 0.00), se desciende para ingresar al semisótano, el cual se encuentra a -1.50 m del nivel del terreno. En este nivel se encuentra la recepción, el hall de ascensores, la escalera principal y dos departamentos flats de 153 m<sup>2</sup> y 170 m<sup>2</sup>.

El sótano 1 se encuentra a -4.25 m del nivel del terreno y abarca completamente la zona de estacionamientos, razón por la cual este nivel cuenta con 2.75 metros de altura de entrepiso, mientras que los demás entrepisos cuentan con una altura de 2.65 metros. Cabe mencionar que el ingreso de los vehículos al sótano no es por medio de una rampa, sino que se emplea un ascensor para autos.

Los pisos restantes se encuentran a +1.15, +3.80, +6.45 y +9.10 metros del nivel del terreno. En el primer piso se encuentra el hall de ascensores, la escalera principal, un departamento flat de 176 m<sup>2</sup> y uno duplex de 158 m<sup>2</sup>. En el segundo piso se cuenta con un departamento flat de 204 m<sup>2</sup> y el segundo nivel del departamento duplex. Las distribuciones del tercer y cuarto piso son iguales a las del primer y segundo nivel, respectivamente. Es decir, el primer y tercer piso son típicos, mientras que el segundo y el cuarto también lo son.

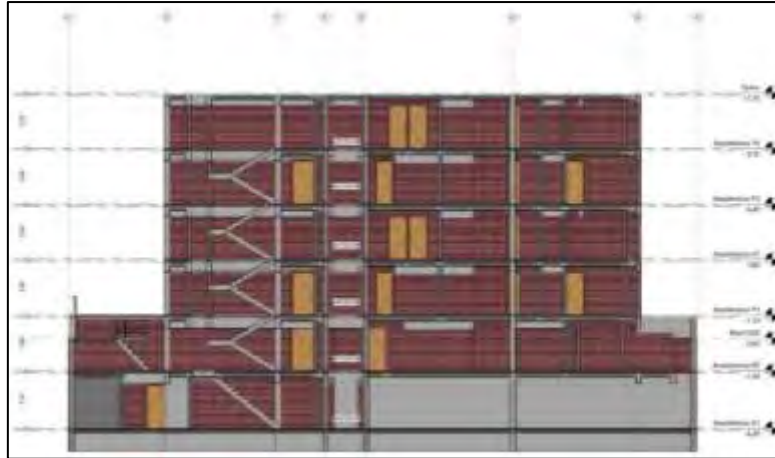
A continuación, en la figura 3 se observa una visualización 3D de la fachada del edificio; además, en la figura 4 se muestra la planta de arquitectura del primer nivel y en los anexos se muestran las demás plantas para mayor detalle. Por último, en las figuras 5 y 6 se muestran la elevación principal y corte longitudinal de la edificación, respectivamente.



Figura 3: Visualización 3D de la fachada del edificio (Fuente: Propia)



Figura 4: Planta de arquitectura del primer nivel



**Figura 5: Corte en eje Y-Y (Fuente: Propia)**



**Figura 6: Elevación Longitudinal (Fuente: Propia)**

### 3.4 Definición de cargas

Según la Norma de Cargas E.020, existen diversos tipos de carga que la edificación podría recibir durante su vida útil. Por ello, es importante identificar estas cargas con la finalidad de, a partir de la combinación de estas, poder diseñar los principales elementos estructurales de la edificación.

A continuación, se definen las cargas que predominarán durante la vida útil de la edificación a diseñar:

- Carga Muerta (CM):

Este tipo de carga hace referencia a los pesos permanentes que soportará la edificación durante su vida útil. Por ejemplo, los pesos propios de los elementos estructurales (columnas, vigas, placas y losas) y pesos de tabiques que estarán presentes de forma permanente en la edificación.

- Carga Viva o Sobrecarga (CV):

Este tipo de carga hace referencia a los pesos que estarán presentes en la edificación de forma periódica, pudiendo variar a lo largo de la vida útil de la edificación. La norma de cargas define valores de sobrecarga dependiendo del uso de la edificación. Por ejemplo, la sobrecarga de una edificación destinada a viviendas es de 200 kg/cm<sup>2</sup>. Los tabiques también son considerados como carga viva cuando son clasificados como tabiquería móvil. En este caso, se considera una sobrecarga de 100 kg/cm<sup>2</sup>.

**Tabla 8: Sobrecargas según Norma E.020**

Uso	Carga (kg/m <sup>2</sup> )
Vivienda	200
Oficinas	250
Hospitales	300
Tiendas	500

Teniendo clara la diferencia entre estos tipos de carga, se identifican las cargas vivas y muertas que estarán presentes en la edificación durante su vida útil. Posteriormente, estas cargas serán ingresadas al modelo computacional del proyecto para realizar el análisis y poder diseñar los principales elementos estructurales del edificio. A continuación, en la tabla 9 se muestra un resumen de las cargas presentes en la edificación:

**Tabla 9: Peso unitario de materiales**

	PESO UNITARIO
<b>Concreto Armado</b>	2400 kg/m <sup>3</sup>
<b>Unidades de albañilería</b>	1800 kg/m <sup>3</sup>
<b>Losa Aligerada (20cm)</b>	300 kg/m <sup>2</sup>
	S/C
<b>Viviendas</b>	200 kg/m <sup>2</sup>

### 3.5 Características de los elementos no estructurales

El elemento empleado para separar ambientes es tabiquería de arcilla. Si bien este elemento no es considerado como estructural, es fundamental tenerlo en cuenta durante el metrado de cargas con la finalidad de realizar un correcto análisis estructural y diseño de los principales elementos estructurales del proyecto. Los anchos de tabiquería usados fueron de 13cm y 24cm. Sin embargo, se han considerado anchos de 15cm y 25 cm con la finalidad de tomar en cuenta el peso del tarrajeo de los tabiques.



## CAPITULO 4 ESTRUCTURACIÓN, PREDIMENSIONAMIENTO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL

### 4.1 Estructuración y predimensionamiento

#### Estructuración:

El proyecto se ubicará en Lima por lo que será muy importante considerar las recomendaciones de la norma E-030 con la finalidad de diseñar un edificio que resista la acción sísmica. Algunas de estas recomendaciones son: simplicidad y simetría, resistencia y ductilidad, hiperestaticidad y monolitismo, uniformidad y continuidad, rigidez lateral, diafragma rígido, peso mínimo, selección y uso adecuado de materiales de construcción, buena práctica constructiva e inspección estructural rigurosa.

Se estructuró el edificio tomando en consideración las recomendaciones previas y tratando de mantener compatibilidad con los planos arquitectónicos. Sin embargo, se realiza algunas modificaciones en los planos arquitectónicos para lograr la compatibilización.

Para la estructuración y adaptación del proyecto arquitectónico se empleó el programa REVIT con la finalidad de obtener planos mejor compatibilizados entre las especialidades de Estructuras y Arquitectura. Además, la visualización 3D del edificio permite apreciar de mejor manera el proyecto.

#### Predimensionamiento:

La variación en el predimensionamiento al emplear un concreto de resistencia  $f'c=21$  MPa o uno de  $f'c=28$  MPa se ve reflejada en el predimensionamiento de las columnas, pues la forma de hallar las dimensiones depende de la resistencia. A continuación, se muestran los predimensionamientos, siendo el de las columnas la única variante al emplear un concreto distinto.

#### a. Losas:

En la presente edificación se optó por el uso de losa aligerada debido a los beneficios económicos que presenta frente a las losas macizas. Este sistema repartirá las cargas en la dirección X-X.

Para poder realizar el predimensionamiento de este elemento estructural, se requiere conocer la sobrecarga que soportará esta edificación. Como el proyecto se trata de una vivienda multifamiliar la sobrecarga esperada es 200 Kg/cm<sup>2</sup> según la NTE E.020.

Conociendo la carga viva que soportará la losa, se recurre a la NTE E.060 para el predimensionamiento del peralte “h” de la losa aligerada. Esta norma indica que el peralte de la losa se puede estimar utilizando la siguiente expresión  $h \geq l/25$ , donde h es el peralte de la losa aligerada y l la luz libre.

Como todos los paños tienen distintas medidas, se como referencia el paño que tiene mayor dimensión, este paño tiene luces libres de 4.91 m y 5.03 m. Para el cálculo del espesor se utiliza una longitud promedio la cual resulta 4.97 m. Con dicha longitud de luz libre, se obtiene un espesor de 0.20 m.

Para facilidades constructivas el espesor del paño con mayor dimensión es el espesor de toda la losa aligerada, pues es el caso más crítico.

b. Vigas:

- Vigas principales y secundarias:

Para el determinar las dimensiones de las vigas por lo general se considera un peralte de  $ln/10$  o  $ln/12$  siendo  $ln$  la luz libre. Según la NTE E.060 el ancho mínimo de la viga es de 0.25 m.

Además de las consideraciones mostradas, se tendrá en cuenta el detalle de la arquitectura y considerar el diseño que permita tener un ahorro de material.

Blanco (1997) propone las siguientes dimensiones típicas en vigas:

$$L \leq 5.5 \text{ m} \quad 25 \times 50, 30 \times 50 \text{ (medidas en cm)}$$

$$L \leq 6.5 \text{ m} \quad 25 \times 60, 30 \times 60, 40 \times 60 \text{ (medidas en cm)}$$

$$L \leq 7.5 \text{ m} \quad 25 \times 70, 30 \times 70, 40 \times 70, 50 \times 70 \text{ (medidas en cm)}$$

$$L \leq 8.5 \text{ m} \quad 30 \times 75, 40 \times 75, 30 \times 80, 40 \times 80 \text{ (medidas en cm)}$$

$$L \leq 9.5 \text{ m} \quad 30 \times 85, 30 \times 90, 40 \times 85, 40 \times 90 \text{ (medidas en cm)}$$

Para la estructura analizada, casi todas las vigas presentan una luz libre de 5.5 m, por lo que para estas vigas se escoge una sección de 25x50 cm.

Para las vigas ubicadas entre los ejes C-D las luces libres exceden los 5.5 m.

Las vigas interiores tienen una luz libre de 6.5 m, para la cual se escoge una sección de 25x60 cm.

Las vigas exteriores tienen una luz libre de 6.6 m, para la cual utilizando el criterio propuesto por Blanco se tendría una sección de 25x70, pero esta puede ser reducida aplicando las especificaciones de la norma E.060.

$$\frac{6.6 \text{ m}}{12} = 0.55 \text{ m} \leq h \leq \frac{6.6 \text{ m}}{10} = 0.66 \text{ m}$$

Por uniformidad en la sección entre esos ejes se toma una sección de 25x60 cm.

- Vigas Chatas:

Este tipo de vigas se emplean debajo de tabiques ubicados paralelos a las viguetas, además, pueden ser empleados como elementos de borde. Los tabiques son de 20 cm, por lo que se optó por colocar vigas chatas de 25 cm de ancho debajo de estos. En el caso de vigas que actúan como elementos de borde, se optó por un ancho de 20 cm. El peralte de estas vigas será de 20 cm.

c. Columnas:

- Para edificios que tengan muros de corte en las dos direcciones, tal que la rigidez lateral y la resistencia van a estar principalmente controladas por los muros, las columnas se pueden dimensionar suponiendo un área:

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



En las tablas 10 y 11 se presenta un estimado de las medidas de cada una de las columnas de ambas propuestas de acuerdo al criterio de predimensionamiento mostrado anteriormente.

- Para  $f'c=21$  MPa:

**Tabla 10: Predimensionamiento de columnas  $f'c = 21$ MPa**

Columna	Tipo	Área Tributaria (m <sup>2</sup> )	P. servicio (ton)	Área requerida (cm <sup>2</sup> )	Área asumida (cm <sup>2</sup> )	Dimensiones	
						B(cm)	H(cm)
C-1	Interior	22.5	135	1429	1500	25	60
C-2	Interior	13.9	83	883	1000	25	40
C-3	Interior	28.9	173	1835	1875	25	75
C-5	Interior	21.7	130	1378	1500	25	60
C-6	Interior	24.9	149	1581	1625	25	65
C-7	Interior	17.8	107	1130	1250	25	50
C-8	Interior	13.9	83	883	1000	25	40
C-9	Interior	15.3	92	971	1000	25	40
C-10	Interior	10.5	63	667	750	25	30
C-11	Interior	12.0	72	762	875	25	35
C-12	Interior	11.2	67	711	750	25	30
C-13	Interior	1.6	10	102	625	25	25

- Para  $f'c=28$  MPa

**Tabla 11: Predimensionamiento de columnas  $f'c = 28$ MPa**

Columna	Tipo	Área Tributaria (m <sup>2</sup> )	P. servicio (ton)	Área requerida (cm <sup>2</sup> )	Área asumida (cm <sup>2</sup> )	Dimensiones	
						B(cm)	H(cm)
C-1	Interior	22.50	135	1071	1125	25	45
C-2	Interior	13.90	83	662	750	25	30
C-3	Interior	28.90	173	1376	1500	25	60
C-4	Interior	28.90	173	1376	1500	25	60
C-5	Interior	21.70	130	1033	1125	25	45
C-6	Interior	24.90	149	1186	1250	25	50
C-7	Interior	17.80	107	848	875	25	35
C-8	Interior	13.90	83	662	750	25	30
C-9	Interior	15.30	92	729	750	25	30
C-10	Interior	10.50	63	500	625	25	25
C-11	Interior	12.00	72	571	625	25	25
C-12	Interior	11.20	67	533	625	25	25
C-13	Interior	1.60	10	76	625	25	25

d. Placas y muro de contención:

Las placas pueden hacerse de mínimo 10 cm de espesor, pero generalmente se consideran de 15 cm de espesor en el caso de edificios de pocos pisos y de 20, 25 y 30 cm, conforme aumentemos en número de pisos (Blanco, 1994). Para el proyecto en desarrollo, se considera un espesor de muro de contención de 30 cm que sirve para soportar el terreno en los niveles inferiores al +0.00, mientras que se establece un ancho de placa de 25cm para niveles superiores al +0.00 (junta sísmica de 5cm). En la figura 7 se muestra una elevación de ambos elementos estructurales.

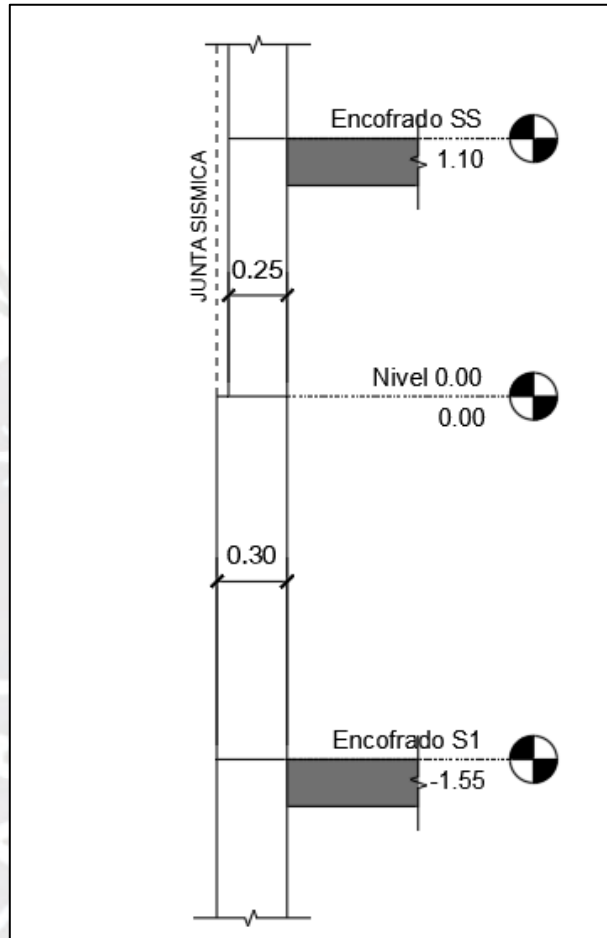


Figura 7: Elevación de Muro de Contención y Placa (Fuente: Propia)

Como ejemplo, en los anexos se muestran los planos de encofrado para ambas propuestas, en donde se observa la variación de las dimensiones de los elementos verticales producto del predimensionamiento.

## 4.2 Modelado del edificio en el programa SAP2000

Una vez culminada la etapa de estructuración y predimensionamiento en la que se ha realizado la medición y estimado medidas de los principales elementos estructurales (columnas, placas, vigas, losas) de acuerdo a los planos arquitectónicos obtenidos a partir del programa Revit, se procede a modelar la estructura mediante el empleo de programas de cómputo estructurales. La correcta modelación de la estructura es fundamental para evitar deformaciones inusuales de la edificación cuando esta sea sometida a cargas vivas y muertas.

Cabe recalcar la importancia de estos modelos computacionales pues permiten cálculos automáticos de los diagramas de fuerzas internas para los elementos estructurales. De esta manera, existe un gran ahorro de tiempo en la realización del análisis estructural de la edificación. Sin embargo, el criterio del autor del modelo es fundamental para identificar valores que se alejen de la realidad.

### 4.2.1 Modelo del edificio con $f'c = 21\text{MPa}$

Luego del predimensionamiento de los elementos estructurales realizado para el edificio con resistencia  $f'c = 21\text{MPa}$ , se realiza el modelamiento de la estructura en el programa SAP2000 tal como se aprecia en la figura 8. El modelo estructural permitirá realizar el análisis sísmico de la edificación previo al diseño de los elementos estructurales de la misma.

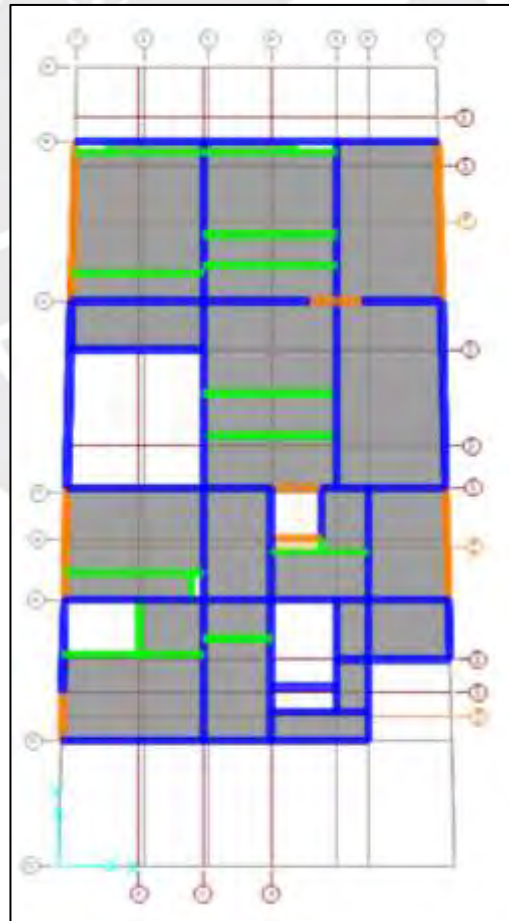


Figura 8: Modelo de edificio con  $f'c = 21\text{ MPa}$  en SAP2000

#### 4.2.2 Modelo del edificio con $f'c = 28\text{MPa}$

Luego del predimensionamiento de los elementos estructurales realizado para el edificio con resistencia  $f'c = 28\text{MPa}$ , se realiza el modelamiento de la estructura en el programa SAP2000 tal como se aprecia en la figura 9. El modelo estructural permitirá realizar el análisis sísmico de la edificación previo al diseño de los elementos estructurales de la misma.



Figura 9: Modelo de edificio con  $f'c = 28\text{MPa}$  en SAP2000

#### 4.3 Metrado de cargas

El metrado de cargas se realiza cuando se ha culminado la etapa de modelación en el programa SAP 2000. En la tabla 12 se observan las cargas que se ingresan a los modelos.

Tabla 12: Peso unitario de materiales

	Peso unitario
Concreto Armado	2400 kg/m <sup>3</sup>
Unidades de albañilería	1800 kg/m <sup>3</sup>
Losa Aligerada (20cm)	300 kg/m <sup>2</sup>
Piso Terminado (5cm)	100 kg/m <sup>2</sup>
	S/C
Viviendas	200 kg/m <sup>2</sup>

El metrado de cargas culmina cuando se hayan ingresado todas las cargas al modelo. A partir de estas cargas se realizará en análisis de la edificación para el posterior diseño de los elementos de concreto armado.

#### 4.4 Análisis sísmico

Luego de obtener los modelos en el SAP2000 junto con las cargas aplicadas a estos, se realiza el análisis sísmico según los lineamientos de la Norma Técnica E.030. En este caso, se desarrolla el análisis estático y sísmico para ambas propuestas con la finalidad de comparar las cortantes estáticas con las dinámicas. Además, se verifica que las derivas máximas de todos los entrepisos cumplan con el mínimo establecido en la norma (0.007).

##### 4.4.1 Análisis sísmico para edificio con $f'c = 21\text{MPa}$

###### 4.4.1.1 Parámetros de análisis ( $f'c = 21\text{MPa}$ )

La Norma Técnica Peruana E.030 indica los siguientes parámetros:

- Factor de Zona (Z): Indica la máxima aceleración que alcanza el terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. Este factor depende de la ubicación geográfica en la que se encuentre la estructura.
- Factor de Uso (U): Este factor depende del uso que se le dará a la edificación. En este caso, el edificio es calificado como categoría “C” por lo que el factor U será 1.
- Parámetro de Suelo (S): Este depende del tipo de suelo que se encuentra bajo la estructura. En este caso, el edificio se encuentra en el distrito de Lince por lo que el suelo es considerado como “Bueno”. Así, el suelo es calificado como S1. Los valores que se obtienen son:  $S = 1$ ,  $T_P = 0.4 \text{ s}$ ,  $T_L = 2.5 \text{ s}$
- Factor de Amplificación Sísmica (C): Este factor amplifica la respuesta de la estructura ante el movimiento del suelo. Su valor en cada dirección depende del periodo fundamental que se obtenga en cada una de las direcciones. En la dirección X-X, el valor del periodo es 0.404 s, mientras que en la dirección Y-Y el valor del periodo es 0.33 s.  
Se observa que el periodo en X es mayor a  $T_P = 0.4 \text{ s}$  mientras que para el periodo Y se tienen un valor menor, por lo que el valor de C varía de acuerdo al sentido. Para la dirección X se tiene un valor de 2.48 y para la dirección Y de 2.5.
- Coefficiente de Reducción (R): Este coeficiente depende del sistema estructural que tenga la edificación en cada una de las direcciones. Además, estos valores podrían ser afectados dependiendo de posibles irregularidades en planta y altura. El sistema estructural para la dirección X es dual, por lo que el valor de  $R_0$  es 7 y para la dirección Y el sistema estructural es de muros, por lo que el valor de  $R_0$  es 6 dicho sentido. Posteriormente, se verificará el sistema estructural en X e Y. A continuación, se mencionan las irregularidades en planta y altura para ajustar los valores iniciales de  $R_0$ . Estas irregularidades serán verificadas en acápite posteriores.
  - a. Irregularidades en Altura:
    - Irregularidad en Masa o Peso  $I_a = 0.90$

b. Irregularidad en Planta:

- Esquinas Entrantes

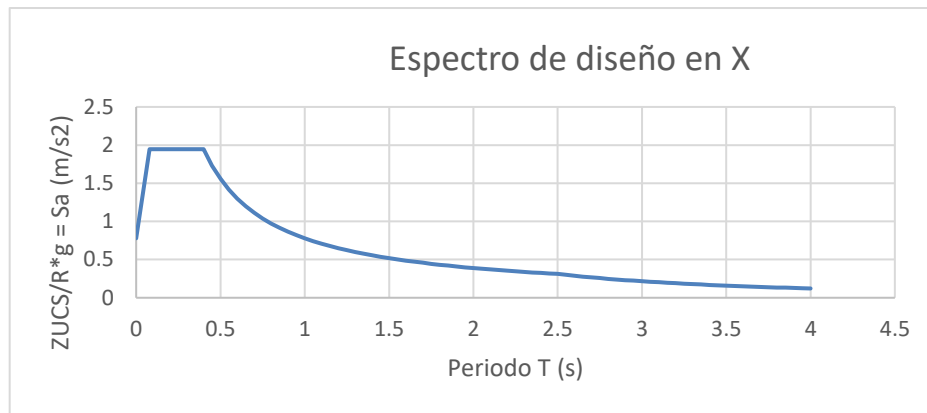
$$I_p = 0.90$$

Los valores de R corregidos serán:

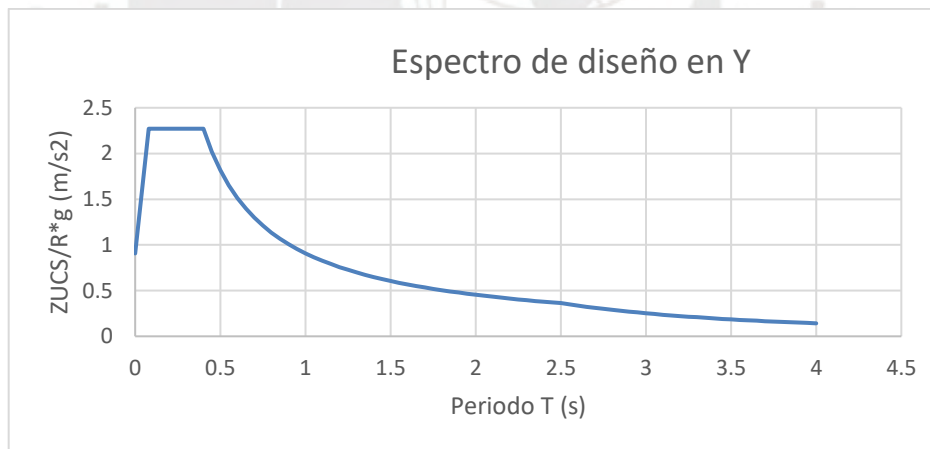
$$R_x = 5.67$$

$$R_y = 4.86$$

En las figuras 10 y 11 se muestran los espectros de diseño en X e Y obtenidos con los parámetros mencionados previamente, respectivamente.



**Figura 10: Espectro de diseño en X  $f'_c = 21 \text{ MPa}$**



**Figura 11: Espectro de diseño en Y  $f'_c = 21 \text{ MPa}$**



#### 4.4.1.2 Análisis sísmico estático ( $f'c = 21\text{MPa}$ )

##### 4.4.1.2.1 Resultados en X-X

Con los parámetros ya definidos, se calcula la cortante basal estática según la Norma Técnica Peruana E.030, la cual la define de la siguiente manera:

$$V_{estático} = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

Donde P es el peso total que tiene la estructura. La norma E.030 define que para edificios comunes de vivienda este peso es equivalente a la suma de la carga muerta con el 25% de la carga viva presente. En la tabla 13 se observa el peso por piso del edificio.

Tabla 13: Peso por piso (21MPa)

Nivel	Peso acumulado (ton)	Peso por piso (ton)
Sótano	2176	0.00
Semisótano	1646	0.00
Piso1	1177	310.60
Piso2	867	319.33
Piso3	547	333.75
Piso4	213	213.47
		<b>1177.15</b>

Como se puede observar el peso total de la edificación es de 1177.15 ton. Se obtuvo que el valor de la cortante basal es de 231.25 ton. Además, con el peso total de la edificación y el área total de 1240 m<sup>2</sup>, se obtiene una carga por área de 0.95 ton/m<sup>2</sup>. Este valor es bastante similar al asumido para el predimensionamiento de columnas (1 ton/m<sup>2</sup>). En la tabla 14 se muestra la distribución de la cortante estática calculada por cada piso.

Tabla 14: Distribución de cortante estático por niveles en X (21MPa)

Nivel	Peso por piso (ton)	Altura de piso (m)	Altura acumulada Hi (m)	P*Hi	$\alpha$	$\alpha V$ (ton)
Piso1	310.60	2.65	2.65	823.09	0.11	<b>25.61</b>
Piso2	319.33	2.65	5.30	1692.45	0.23	<b>52.66</b>
Piso3	333.75	2.65	7.95	2653.31	0.36	<b>82.56</b>
Piso4	213.47	2.65	10.60	2262.78	0.30	<b>70.41</b>
			<b>TOTAL</b>	<b>7431.63</b>		<b>231.25</b>
						<b>V estático (ton)</b>

Finalmente se realiza la verificación del factor C/R, la cual según la norma E.030 debe ser mayor a 0.11. Con los valores presentados en este análisis se calcula que este factor tiene un valor de 0.44, el cual cumple con lo anteriormente establecido.

#### 4.4.1.2.2 Resultados en Y-Y

Con los parámetros ya definidos, se calcula la cortante basal estática según la norma E.030, la cual la define de la siguiente manera:

$$V_{estático} = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

Se realizó el cálculo de la cortante basal estática con la ecuación anteriormente presentada, se obtuvo que el valor de dicha fuerza es de 272.49 ton. En la tabla 15 se muestra la distribución de la cortante estática calculada por cada piso.

Tabla 15: Distribución de cortante estático por niveles en Y (21MPa)

Nivel	Peso por piso P (ton)	Altura de piso (m)	Altura acumulada Hi (m)	P*Hi	$\alpha$	$\alpha V$ (ton)	
Piso1	310.60	2.65	2.65	823.09	0.11	30.18	
Piso2	319.33	2.65	5.30	1692.45	0.23	62.06	
Piso3	333.75	2.65	7.95	2653.31	0.36	97.29	
Piso4	213.47	2.65	10.60	2262.78	0.30	82.97	
<b>TOTAL</b>				<b>7431.63</b>		<b>272.49</b>	<b>V estático (ton)</b>

Finalmente se realiza la verificación del factor C/R, la cual según la norma E.030 debe ser mayor a 0.11. Con los valores presentados en este análisis se calcula que este factor tiene un valor de 0.51, el cual cumple con lo anteriormente establecido.

#### 4.4.1.3 Análisis sísmico dinámico ( $f'c = 21\text{MPa}$ )

##### 4.4.1.3.1 Modos de vibración

En la tabla 16 se presenta un resumen del periodo y porcentaje de masa participante calculados para las direcciones X y Y. Se nota que el periodo en Y es menor debido a la presencia de mayor cantidad de placas, lo cual hace que el edificio sea más rígido en esa dirección.

Tabla 16: Periodo y masa participante (21MPa)

	Dirección X-X	Dirección Y-Y
Periodo T (s)	0.404	0.334
% Masa participante	94.60	78.30

##### 4.4.1.3.2 Control de derivas

El daño estructural debido a sismos es proporcional a los desplazamientos relativos de entrepiso existentes. Es por ello que la Norma Técnica Peruana E.030 define un valor máximo para las derivas de cada entrepiso, el cual depende del tipo de material que posea la estructura. En este caso, la deriva máxima establecida en la norma es de 7%. En las tablas 17 y 18 se muestran las derivas para ambas direcciones.

Tabla 17: Control de derivas en X (21MPa)

DIRECCIÓN X-X					
Nivel	Desplazamiento elástico(mm)	Desplazamiento relativo elástico(mm)	Desplazamiento relativo Inelástico (mm)	Altura de piso (m)	Deriva (‰)
Piso1	2.76	2.76	13.29	2.65	5.02
Piso2	6.41	3.65	17.58	2.65	6.63
Piso3	9.83	3.43	16.52	2.65	6.23
Piso4	12.58	2.75	13.23	2.65	4.99

Tabla 18: Control de derivas en Y (21MPa)

DIRECCIÓN Y-Y					
Nivel	Desplazamiento elástico (mm)	Desplazamiento relativo elástico (mm)	Desplazamiento relativo inelástico (mm)	Altura de piso (m)	Deriva (‰)
Piso1	1.79	1.79	7.38	2.65	2.78
Piso2	3.73	1.94	8.01	2.65	3.02
Piso3	5.66	1.94	8.01	2.65	3.02
Piso4	7.53	1.87	7.72	2.65	2.91

Se observa que para ambas direcciones las derivas presentadas en la estructura analizada cumplen con lo establecido en la norma E.030.

#### 4.4.1.3.3 Fuerza cortante basal dinámica

Se calculará las cortantes dinámicas a través del programa SAP 2000, dichas cortantes se deben comparar con las halladas en el análisis estático. La norma E.030 establece que se debe cumplir con la siguiente condición para edificios irregulares.

$$V_{dinámico} \geq 0.9 \cdot V_{estático}$$

De no cumplir con la relación, la norma indica que se debe multiplicar por un factor de amplificación dinámico que permita por lo menos tener una igualdad a dicho porcentaje de la cortante basal estática. En la tabla 19 se muestran los resultados de lo explicado previamente.

Tabla 19: Cortante dinámica y estática (21MPa)

	X-X	Y-Y
V dinámico	182.29	151.73
V estático	231.25	272.49
0.9 V estático	208.12	245.24
V dinámico > 0.9 V estático	NO CUMPLE	NO CUMPLE
Factor de amplificación (fe)	1.14	1.62

#### 4.4.1.4 Verificación del tipo de sistema estructural

Se realiza esta verificación con la finalidad de corroborar el sistema de muros en los ejes X e Y.

##### 4.4.1.4.1 Verificación en X-X

En la tabla 20 se observan los porcentajes de distribución de fuerzas entre placas y columnas.

Tabla 20: Verificación de Sistema Estructural en X (21MPa)

DIRECCIÓN X-X			
Cortante	Valor (ton)	Porcentaje (%)	Porcentaje Total (%)
Placas	124.17	68.12	100
Columnas	58.12	31.88	

Finalmente, se verifica un sistema dual en la dirección X-X, pues el porcentaje de cortante absorbido por las placas es de 68.12%.

##### 4.4.1.4.2 Verificación en Y-Y

En la tabla 21 se observan los porcentajes de distribución de fuerzas entre placas y columnas.

Tabla 21: Verificación de Sistema Estructural en Y (21MPa)

DIRECCIÓN Y-Y			
Cortante	Valor (ton)	Porcentaje (%)	Porcentaje Total (%)
Placas	142.81	94.13	100
Columnas	8.92	5.87	

Finalmente, se verifica un sistema de muros en la dirección Y-Y, pues el porcentaje de cortante absorbido por las placas es de 94.13%.

#### 4.4.1.5 Análisis de irregularidades

Con la finalidad de ajustar el valor de R en cada una de las direcciones, se deben analizar las irregularidades potenciales en planta y altura. A continuación, se analizan las irregularidades que probablemente podría tener la estructura.

##### Irregularidades en altura:

- Irregularidad de Rigidez - Piso Blando:

La norma E.030 indica que existirá irregularidad por piso blando cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la rigidez lateral de un piso sea menor al 70% de la rigidez del piso adyacente superior o menor al 80% de la rigidez lateral promedio de los tres pisos adyacentes superiores. En las tablas 22 y 23 se muestran los análisis para las direcciones X-X y Y-Y.

Tabla 22: Piso blando en X (21MPa)

DIRECCIÓN X-X				
Nivel	Vi (ton)	Desplazamiento relativo (mm)	Rigidez (ton/mm)	¿Piso Blando?
Piso1	231.25	5.20	44.47	NO
Piso2	205.64	6.80	30.24	NO
Piso3	152.97	7.00	21.85	NO
Piso4	70.41	5.00	14.08	--

Tabla 23: Piso blando en Y (21MPa)

DIRECCIÓN Y-Y				
Nivel	Vi (ton)	Desplazamiento relativo (mm)	Rigidez (ton/mm)	¿Piso Blando?
Piso1	272.49	1.64	166.15	NO
Piso2	242.31	2.17	111.66	NO
Piso3	180.25	2.09	86.25	NO
Piso4	82.97	2.00	41.48	--

Se aprecia que ningún nivel cumple con las condiciones mencionadas en la norma, por lo que se concluye que la estructura no tiene irregularidad por piso blando.

- Irregularidad de Rigidez - Piso Blando Extremo:

Existe irregularidad por piso blando extremo cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la rigidez lateral de un piso sea menor al 60% de la rigidez del piso adyacente superior o menor al 70% de la rigidez lateral promedio de los tres pisos adyacentes superiores. En las tablas 24 y 25 se muestran los análisis para las direcciones X-X y Y-Y.

Tabla 24: Piso blando extremo en X (21MPa)

DIRECCIÓN X-X				
Nivel	Fuerza (ton)	Desplazamiento relativo (mm)	Rigidez (ton/mm)	¿Piso Blando Extremo?
Piso1	231.25	5.20	44.47	NO
Piso2	205.64	6.80	30.24	NO
Piso3	152.97	7.00	21.85	NO
Piso4	70.41	5.00	14.08	--

Tabla 25: Piso blando extremo en Y (21MPa)

DIRECCION Y-Y				
Nivel	Fuerza (ton)	Desplazamiento relativo (mm)	Rigidez (ton/mm)	¿Piso Blando Extremo?
Piso1	272.49	1.64	166.15	NO
Piso2	242.31	2.17	111.66	NO
Piso3	180.25	2.09	86.25	NO
Piso4	82.97	2.00	41.48	--

Se aprecia que ningún nivel cumple con las condiciones mencionadas en la norma, por lo que se concluye que la estructura no tiene irregularidad por piso blando extremo.

- Irregularidad de Masa o Peso:

Existe irregularidad de masa cuando el peso de un piso es mayor a 1.5 veces el peso del piso adyacente. Cabe mencionar que este criterio no aplica en sótanos por lo que solo se analiza desde el primer nivel. En la tabla 26 se aprecian los resultados de este criterio.

**Tabla 26: Irregularidad de masa (21MPa)**

Nivel	Peso (ton)	Relación de pesos con piso inferior	Relación de pesos con piso superior	¿Irregularidad de Masa?
Piso1	310.60	-	0.97	NO
Piso2	319.33	1.03	0.96	NO
Piso3	333.75	1.05	1.56	SI
Piso4	213.47	0.64	-	NO

Se observa que uno de los pisos no cumple con lo establecido en la norma, por lo que se concluye que la estructura tiene irregularidad de masa.

Irregularidades en planta:

- Irregularidad Torsional:

Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo es mayor que 1.3 veces el promedio de los desplazamientos relativos de los extremos del mismo entrepiso. Cabe mencionar que este criterio aplica solo para aquellos desplazamientos relativos que sean mayores al 50% del desplazamiento máximo admitido por la norma para edificaciones de concreto armado (deriva máxima 7 ‰). En las tablas 27 y 28 se muestran los análisis para las direcciones X-X y Y-Y.

**Tabla 27: Irregularidad torsional en X (21MPa)**

DIRECCIÓN X-X						
	Deriva máxima (‰)	Condición (>3.5 ‰)	Desp. relativo extremo promedio (mm)	Deriva Promedio extremos (‰)	Deriva Max/ Deriva Promedio	¿Irregularidad torsional? (>1.3)
Piso1	5.02	APLICA	11.45	4.32	1.16	NO HAY
Piso2	6.63	APLICA	15.48	5.84	1.14	NO HAY
Piso3	6.23	APLICA	14.28	5.39	1.16	NO HAY
Piso4	4.99	APLICA	10.97	4.14	1.21	NO HAY



Tabla 28: Irregularidad torsional en Y (21MPa)

DIRECCIÓN Y-Y						
	Deriva máxima (‰)	Condición (>3.5 ‰)	Desp. relativo extremo promedio (mm)	Deriva Promedio extremos (‰)	Deriva Max/ Deriva Promedio	¿Irregularidad torsional? (>1.3)
Piso1	2.78	NO APLICA	4.98	1.88	1.48	NO HAY
Piso2	3.02	NO APLICA	5.79	2.18	1.38	NO HAY
Piso3	3.02	NO APLICA	5.92	2.23	1.35	NO HAY
Piso4	2.91	NO APLICA	5.70	2.15	1.36	NO HAY

Para la dirección X-X se observa que ninguno de los cocientes de derivas es mayor a 1.3, mientras que en la dirección Y-Y ninguna de las derivas máximas es mayor a 3.5 ‰. Entonces se concluye que la estructura no tiene irregularidad torsional.

- Esquina Entrante:

Existe irregularidad por esquinas entrantes cuando las dimensiones de estas, en ambas direcciones, son mayores al 20% de la longitud total en planta. El edificio cuenta con un ducto que excede los límites dispuestos por la norma, por lo que se concluye que la estructura tiene irregularidad por esquinas entrantes.

#### 4.4.1.6 Junta sísmica

Toda edificación debe estar separada de la estructura adyacente para evitar el contacto durante un evento sísmico. La separación entre edificaciones no debe ser menor que:

- $\frac{2}{3}$  de la suma de desplazamientos máximos de los edificios adyacentes.
- $s = 0.006 \cdot h$  donde h es la altura desde el nivel de terreno.

No se considera el primer criterio pues se desconoce los desplazamientos de las edificaciones adyacentes. Es así que la distancia s entre edificaciones será:

$$s = 0.006 \cdot 11.70 \cdot 100 = 7.02 \approx 10\text{cm}$$

La norma E.030 dispone de una serie de criterios para estimar el retiro de la edificación respecto a los límites de propiedad adyacentes. Esta separación no debe ser menor que:

- $\frac{2}{3} \cdot (\text{Desp. máximo}) = \frac{2}{3} \cdot 5.30 = 3.53 \text{ cm}$
- $\frac{s}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ cm}$

Finalmente, se opta por dejar una junta sísmica de 5 cm respecto de los límites de propiedad adyacentes.

#### 4.4.2 Análisis sísmico para edificio con $f'c = 28\text{MPa}$

Para el análisis sísmico del edificio con  $f'c = 28\text{MPa}$  se sigue un procedimiento parecido al realizado para el edificio con  $f'c = 21\text{MPa}$ , por lo que se dará más énfasis en mostrar los resultados obtenidos.

##### 4.4.2.1 Parámetros de análisis ( $f'c = 28\text{MPa}$ )

En la tabla 29 se muestran los parámetros empleados en el análisis sísmico.

Tabla 29: Parámetros de análisis (28MPa)

Z	U	Cx	Cy	S
0.45	1	2.32	2.5	1

Para el Coeficiente de Reducción R se tiene que el sistema estructural dual para la dirección en X por lo que el valor del  $R_0$  es 7, mientras que para la dirección Y el sistema estructural es de muros por lo que el valor de  $R_0$  es 6. Posteriormente se verificará el sistema estructural en X e Y. A continuación, se mencionan las irregularidades en planta y altura para ajustar los valores iniciales de  $R_0$ . Estas irregularidades serán verificadas en acápites posteriores.

a. Irregularidades en Altura:

- Irregularidad en Masa o Peso  $I_a=0.90$

b. Irregularidad en Planta:

- Esquinas Entrantes  $I_p=0.90$

Los valores de R corregidos serán:

$$R_x = 5.67 \quad R_y = 4.86$$

En las figuras 12 y 13 muestran los espectros de diseño en X e Y obtenido con los parámetros mencionados previamente.

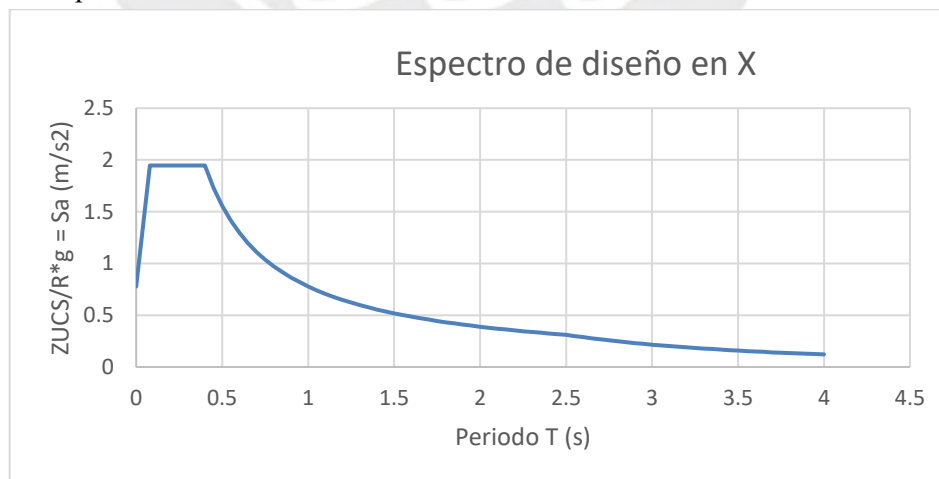


Figura 12: Espectro de diseño en X  $f'c = 28\text{MPa}$

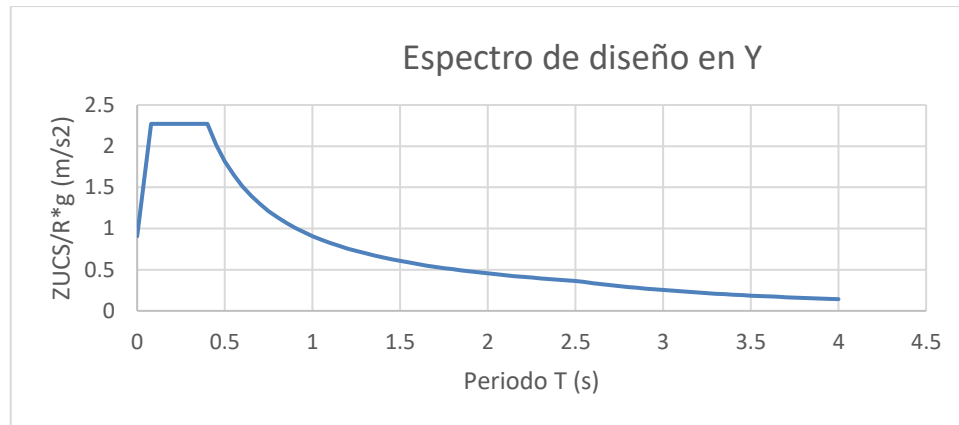


Figura 13: Espectro de diseño en Y  $f'c = 28 \text{ MPa}$

#### 4.4.2.2 Análisis sísmico estático ( $f'c = 28 \text{ MPa}$ )

##### 4.4.2.2.1 Resultados en X-X

En la tabla 30 se muestran los pesos en toneladas de cada uno de los niveles.

Tabla 30: Peso por piso (28 MPa)

Nivel	Peso acumulado (ton)	Peso por piso (ton)
Sótano	2156	0.00
Semisótano	1629	0.00
Piso1	1164	306.96
Piso2	857	316.48
Piso3	541	330.11
Piso4	211	210.62
		<b>1164.17</b>

Con el peso total, se realizó el cálculo de la cortante basal estática resultando un valor de 214.37 ton. Además, con el peso total de la edificación y el área total de 1240 m<sup>2</sup>, se obtiene una carga por área de 0.94 ton/m<sup>2</sup>. Este valor es bastante similar al asumido para el predimensionamiento de columnas (1 ton/m<sup>2</sup>). En la tabla 31 se muestra la distribución de la cortante estática calculada por cada piso.

Tabla 31: Distribución de cortante estático por niveles en X (28 MPa)

Nivel	Peso por piso P (ton)	Altura de piso (m)	Altura acumulada Hi (m)	P*Hi	$\alpha$	$\alpha \cdot V$ (ton)
Piso1	306.96	2.65	2.65	813.44	0.11	23.73
Piso2	316.48	2.65	5.30	1677.34	0.23	48.94
Piso3	330.11	2.65	7.95	2624.40	0.36	76.57
Piso4	210.62	2.65	10.60	2232.60	0.30	65.14
			<b>Total</b>	<b>7347.78</b>		<b>214.37</b>
						<b>V estático (ton)</b>

El valor de C/R es 0.41, lo cual cumple con la condición que especifica la norma E.030.

#### 4.4.2.2 Resultados en Y-Y

Se realizó el cálculo de la cortante basal estática resultando un valor de 269.48 ton. En la tabla 32 se muestra la distribución de la cortante estática calculada por cada piso.

Tabla 32: Distribución de cortante estático por niveles en Y (28 MPa)

Nivel	Peso por piso P (ton)	Altura de piso (m)	Altura acumulada Hi (m)	P*Hi	$\alpha$	$\alpha \cdot V$ (ton)	
Piso1	306.96	2.65	2.65	813.44	0.11	29.83	
Piso2	316.48	2.65	5.3	1677.34	0.23	61.52	
Piso3	330.11	2.65	7.95	2624.40	0.36	96.25	
Piso4	210.62	2.65	10.6	2232.60	0.30	81.88	
			<b>Total</b>	<b>7347.78</b>		<b>269.48</b>	<b>V estático (ton)</b>

El valor de C/R es 0.51, lo cual cumple con la condición que especifica la norma E.030.

#### 4.4.2.3 Análisis sísmico dinámico ( $f'c = 28\text{MPa}$ )

##### 4.4.2.3.1 Modos de vibración

En la tabla 33 se aprecia un resumen de los valores finales de periodo y porcentaje de masa participante. Se nota que el periodo en Y es menor debido a la presencia de mayor cantidad de placas, lo cual hace que el edificio sea más rígido en esa dirección.

Tabla 33: Periodo y masa participante (28 MPa)

	Dirección X-X	Dirección Y-Y
Periodo T (s)	0.431	0.332
% Masa participante	94.85	78.55

##### 4.4.2.3.2 Control de derivas

En las tablas 34 y 35 se muestran las derivas para ambas direcciones. En las cuales se observa que las derivas presentadas en la estructura cumplen con lo establecido en la norma E.030

Tabla 34: Control de derivas en X (28 MPa)

DIRECCIÓN X-X					
Nivel	Desplazamiento elástico (mm)	Desplazamiento relativo elástico (mm)	Desplazamiento relativo Inelástico (mm)	Altura de piso (m)	Deriva (‰)
Piso1	2.93	2.93	14.10	2.65	5.32
Piso2	6.76	3.83	18.48	2.65	6.97
Piso3	10.30	3.54	17.06	2.65	6.44
Piso4	13.07	2.76	13.32	2.65	5.03

Tabla 35: Control de derivas en Y (28 MPa)

DIRECCIÓN Y-Y					
Nivel	Desplazamiento elástico (mm)	Desplazamiento relativo elástico (mm)	Desplazamiento relativo Inelástico (mm)	Altura de piso (m)	Deriva (%)
Piso1	1.75	1.75	7.22	2.65	2.72
Piso2	3.63	1.88	7.76	2.65	2.93
Piso3	5.51	1.88	7.77	2.65	2.93
Piso4	7.33	1.83	7.54	2.65	2.85

#### 4.4.2.3.3 Fuerza cortante basal dinámica

En la tabla 36 se muestra un resumen de la comparación entre la cortante estática y dinámica.

Tabla 36: Cortante dinámica y estática (28 MPa)

	X-X	Y-Y
V dinámico	172.69	152.09
V estático	214.37	269.48
0.9 Vestático	192.94	242.54
V dinámico > 0.9 Vestático	NO CUMPLE	NO CUMPLE
Factor de amplificación (fe)	1.12	1.59

#### 4.4.2.4 Verificación del tipo de sistema estructural

Se realiza esta verificación con la finalidad de corroborar el sistema de muros en los ejes X e Y.

##### 4.4.2.4.1 Verificación en X-X

En la tabla 37 se observan los porcentajes de distribución de fuerzas entre placas y columnas. Se verifica un sistema dual en la dirección X-X, pues el porcentaje de cortante absorbido por las placas es de 63.02 %.

Tabla 37: Verificación de Sistema Estructural en X (28 MPa)

DIRECCIÓN X-X			
Cortante	Valor (ton)	Porcentaje (%)	Porcentaje Total (%)
Placas	108.82	63.02	100
Columnas	63.87	36.98	

##### 4.4.2.4.2 Verificación en Y-Y

En la tabla 38 se observan los porcentajes de distribución de fuerzas entre placas y columnas. Se verifica un sistema de muros en la dirección Y-Y, pues el porcentaje de cortante absorbido por las placas es de 94.00 %.

Tabla 38: Verificación de Sistema Estructural en Y (28 MPa)

DIRECCIÓN Y-Y			
Cortante	Valor (ton)	Porcentaje (%)	Porcentaje Total (%)
Placas	142.97	94.00	100
Columnas	9.12	6.00	

#### 4.4.2.5 Análisis de irregularidades

Con la finalidad de ajustar el valor de R en cada una de las direcciones, se deben analizar las irregularidades potenciales en planta y altura. A continuación, se analizan las irregularidades que probablemente podría tener la estructura:

##### Irregularidades en altura:

- Irregularidad de Rigidez - Piso Blando:

En las tablas 39 y 40 se muestran los análisis para las direcciones X-X y Y-Y.

**Tabla 39: Piso blando en X (28 MPa)**

DIRECCIÓN X-X				
Nivel	Fuerza (ton)	Desplazamiento relativo (mm)	Rigidez (ton/mm)	¿Piso Blando?
Piso1	214.37	3.80	56.41	NO
Piso2	190.64	5.20	36.66	NO
Piso3	141.70	4.90	28.92	NO
Piso4	65.14	3.60	18.09	--

**Tabla 40: Piso blando en Y (28 MPa)**

DIRECCIÓN Y-Y				
Nivel	Vi (ton)	Desplazamiento relativo (mm)	Rigidez (ton/mm)	¿Piso Blando?
Piso1	269.48	1.70	158.52	NO
Piso2	239.65	2.17	110.44	NO
Piso3	178.13	2.08	85.64	NO
Piso4	81.88	2.05	39.94	--

Se aprecia que la estructura no tiene irregularidad por piso blando.

- Irregularidad de Rigidez - Piso Blando Extremo:

En las tablas 41 y 42 se muestran los análisis para las direcciones X-X y Y-Y.

**Tabla 41: Piso blando extremo en X (28 MPa)**

DIRECCIÓN X-X				
Nivel	Fuerza (ton)	Desplazamiento relativo (mm)	Rigidez (ton/mm)	¿Piso Blando Extremo?
Piso1	214.37	3.80	56.41	NO
Piso2	190.64	5.20	36.66	NO
Piso3	141.70	4.90	28.92	NO
Piso4	65.14	3.60	18.09	--



Tabla 42: Piso blando extremo en Y (28 MPa)

DIRECCIÓN Y-Y				
Nivel	Fuerza (ton)	Desplazamiento relativo (mm)	Rigidez (ton/mm)	¿Piso Blando Extremo?
Piso1	269.48	1.70	158.52	NO
Piso2	239.65	2.17	110.44	NO
Piso3	178.13	2.08	85.64	NO
Piso4	81.88	2.05	39.94	--

Se aprecia que ningún nivel cumple con las condiciones mencionadas en la norma, por lo que se concluye que la estructura no tiene irregularidad por piso blando extremo.

- Irregularidad de Masa o Peso:  
En la tabla 43 se aprecia el análisis de irregularidad de masa.

Tabla 43: Irregularidad de Masa (28 MPa)

Nivel	Peso (ton)	Relación de pesos con piso inferior	Relación de pesos con piso superior	¿Irregularidad de Masa?
Piso1	306.96	-	0.97	NO
Piso2	316.48	1.03	0.96	NO
Piso3	330.11	1.04	1.57	SI
Piso4	210.62	0.64	-	NO

Se observa que uno de los pisos no cumple con lo establecido en la norma, por lo que se concluye que la estructura tiene irregularidad de masa.

Irregularidades en planta:

- Irregularidad Torsional:  
En las tablas 44 y 45 se muestran los análisis para las direcciones X-X y Y-Y.

Tabla 44: Irregularidad torsional en X (28 MPa)

DIRECCIÓN X-X						
	Deriva máxima (‰)	Condición (>3.5 ‰)	Desp. relativo extremo promedio (mm)	Deriva Promedio extremos (‰)	Deriva Max/ Deriva Promedio	¿Irregularidad torsional? (>1.3)
Piso1	5.32	APLICA	12.37	4.67	1.14	NO HAY
Piso2	6.97	APLICA	16.62	6.27	1.11	NO HAY
Piso3	6.44	APLICA	15.15	5.72	1.13	NO HAY
Piso4	5.03	APLICA	11.46	4.32	1.16	NO HAY

Tabla 45: Irregularidad torsional en Y (28 MPa)

DIRECCIÓN Y-Y						
	Deriva máxima (‰)	Condición (>3.5 ‰)	Desp. relativo extremo promedio (mm)	Deriva Promedio extremos (‰)	Deriva Max/ Deriva Promedio	¿Irregularidad torsional? (>1.3)
Piso1	2.72	NO APLICA	4.77	1.80	1.51	NO HAY
Piso2	2.93	NO APLICA	5.48	2.07	1.42	NO HAY
Piso3	2.93	NO APLICA	5.62	2.12	1.38	NO HAY
Piso4	2.85	NO APLICA	5.43	2.05	1.39	NO HAY

Para la dirección X-X se observa que ninguno de los cocientes de derivas es mayor a 1.3, mientras que en la dirección Y-Y ninguna de las derivas máximas es mayor a 3.5 ‰. Entonces se concluye que la estructura no tiene irregularidad torsional.

- Esquina Entrante:

Existe irregularidad por esquinas entrantes cuando las dimensiones de estas, en ambas direcciones, son mayores al 20% de la longitud total en planta. El edificio cuenta con un ducto que excede los límites dispuestos por la norma, por lo que se concluye que la estructura tiene irregularidad por esquinas entrantes.

#### 4.4.2.6 Junta sísmica

La separación entre edificaciones no debe ser menor que:

- $\frac{2}{3}$  de la suma de desplazamientos máximos de los edificios adyacentes.
- $s = 0.006 \cdot h$  donde h es la altura desde el nivel de terreno.

No se considera el primer criterio pues se desconoce los desplazamientos de las edificaciones adyacentes. Es así que la distancia s entre edificaciones será:

$$s = 0.006 \cdot 11.70 \cdot 100 = 7.02 \approx 10\text{cm}$$

La norma E.030 dispone de una serie de criterios para estimar el retiro de la edificación respecto a los límites de propiedad adyacentes. Esta separación no debe ser menor que:

- $\frac{2}{3} \cdot (\text{Desp. máximo}) = \frac{2}{3} \cdot 6.01 = 4.01 \text{ cm}$
- $\frac{s}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ cm}$

Finalmente, se opta por dejar una junta sísmica de 5 cm respecto de los límites de propiedad adyacentes.

## CAPITULO 5 DISEÑO ESTRUCTURAL

### 5.1 Diseño de columnas

#### 5.1.1 Diseño por flexocompresión

El diseño por flexocompresión comprende en la obtención de una curva de capacidad estructural, denominada diagrama de interacción. Este diagrama se construye variando el valor de la deformación del acero más alejado del borde en compresión. Para cada cambio en la ubicación del eje en tracción del acero más alejado se obtiene la resistencia ( $P_n - M_n$ ) de la sección analizada. En la figura 14 se muestra el equilibrio de fuerzas en la sección para generar el diagrama de interacción.

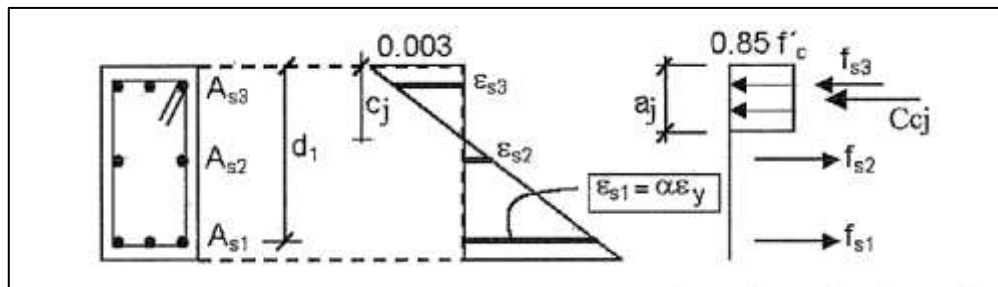


Figura 14: Fuerzas actuantes sobre una sección de columna (Fuente: Ottazi, 2006)

Luego se calcula la resistencia en un centro de reducción.

$$Pn_j = Cc_j + \sum_{i=1}^n F_{si}$$

$$Mn_j = Cc_j \cdot brazo + \sum_{i=1}^n F_{si} \cdot brazo_i$$

Para la obtención del diagrama de interacción de diseño, primero se construye el diagrama nominal en el cual se toma en cuenta puntos notables, tales como:

#### A. Punto de falla en compresión pura

Para determinar este punto se utiliza la siguiente ecuación.

$$P_o = 0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_s) + A_s \cdot f_y$$

Para determinar la carga nominal máxima se define la siguiente ecuación.

$$Pn_{max} = \alpha \cdot P_o$$

Siendo el valor de  $\alpha$  igual a 0.8 si se utilizan estribos y 0.85 si se decide utilizar espirales. Para este diseño se optó por el uso de estribos, por lo que se utiliza 0.8 para determinar el valor de la carga máxima nominal.

B. Punto de falla balanceada

Es en este punto donde las barras más alejadas del borde a compresión entran en fluencia a tracción. Para hallar este punto se utiliza un valor de  $\alpha$  igual a -1.

C. Punto de falla a flexión pura

Para hallar este punto se requiere de varias iteraciones en el valor de  $\alpha$  hasta obtener que el valor del  $P_n$  en ese punto sea igual a 0, lo cual indica que la sección está sometida únicamente a flexión.

D. Punto de falla a tracción pura.

Este punto se obtiene a través de la siguiente ecuación.

$$T_o = A_{st} \cdot f_y$$

Una vez obtenido el diagrama de interacción nominal, se reduce para obtener el diagrama de diseño, el cual es empleado para realizar la verificación por flexocompresión. Los factores de reducción ( $\phi$ ) varían de acuerdo a la sollicitación en que se encuentre la sección, para compresión se consideró un valor de reducción de 0.7, mientras que para la tracción se considera un valor de 0.9.

Si las cargas últimas que recibe la columna se ubican fuera de los límites del diagrama de interacción, se varía la cantidad de acero longitudinal hasta que los puntos se encuentren dentro del diagrama.

### 5.1.2 Diseño por corte

La norma E.060 considera una fuerza cortante de diseño no menor al menor de los siguientes valores:

- La suma del cortante debido a la flexión con curvatura inversa asociado con el desarrollo de los momentos nominales ( $M_n$ ) de la columna en cada extremo restringido de la luz libre. Los momentos nominales deben calcularse para la fuerza axial amplificada ( $P_u$ ) consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que dé como resultado el mayor momento nominal posible (Diseño por capacidad).
- El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 3.

Asimismo, la norma establece dos zonas de colocación de estribos: la zona de confinamiento y la zona central. El espaciamiento máximo entre estribos es de 30cm (estribo mínimo).

### 5.1.3 Ejemplo de diseño columna $f'_c = 21\text{MPa}$

A manera de ejemplo se diseña la columna C-1 (0.25m x 0.75 m) a nivel del sótano 1, la cual se muestra en la figura 15.

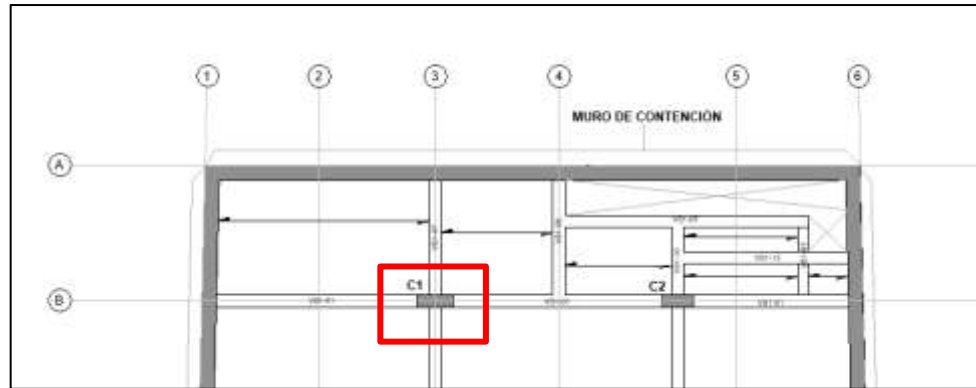


Figura 15: Columna C-1 en sótano 1

A través del uso de programa SAP2000, se obtuvo en la tabla 46 las combinaciones de carga estipuladas en la norma de concreto armado E.060.

Tabla 46: Combinaciones de carga C-1  $f_c = 21\text{MPa}$

Combinación	P	Vx	Vy	Mx	My
	Ton	Ton	Ton	Ton.m	Ton.m
<b>0.9CM + SX</b>	86.22	-0.85	0.60	-0.56	-1.00
<b>0.9CM + SY</b>	81.57	-0.33	0.59	-0.57	-0.56
<b>1.25(CM+CV) + SX</b>	138.22	-0.72	1.07	-0.99	-1.11
<b>1.25(CM+CV) + SY</b>	133.56	-0.20	1.05	-1.00	-0.67
<b>1.4CM+1.7CV</b>	149.05	0.35	1.25	-1.16	-0.29

Se plantea un refuerzo conformado por 12 varillas de  $\phi 3/4''$ . En las figuras 16 y 17 se muestran los diagramas de interacción de la columna C-1 en las direcciones X e Y respectivamente.

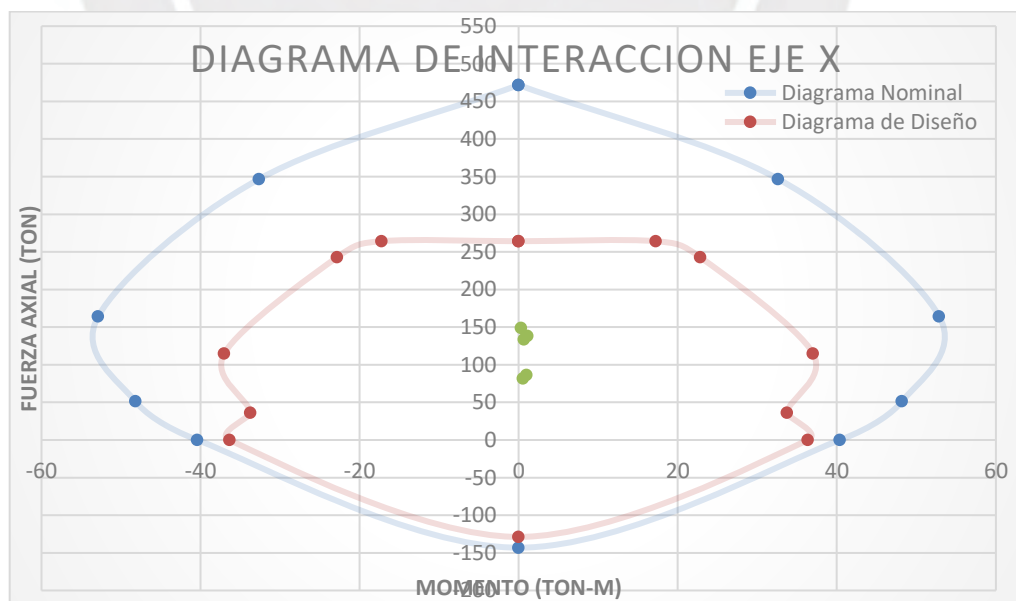


Figura 16: Diagrama de interacción en la dirección X (21 MPa)



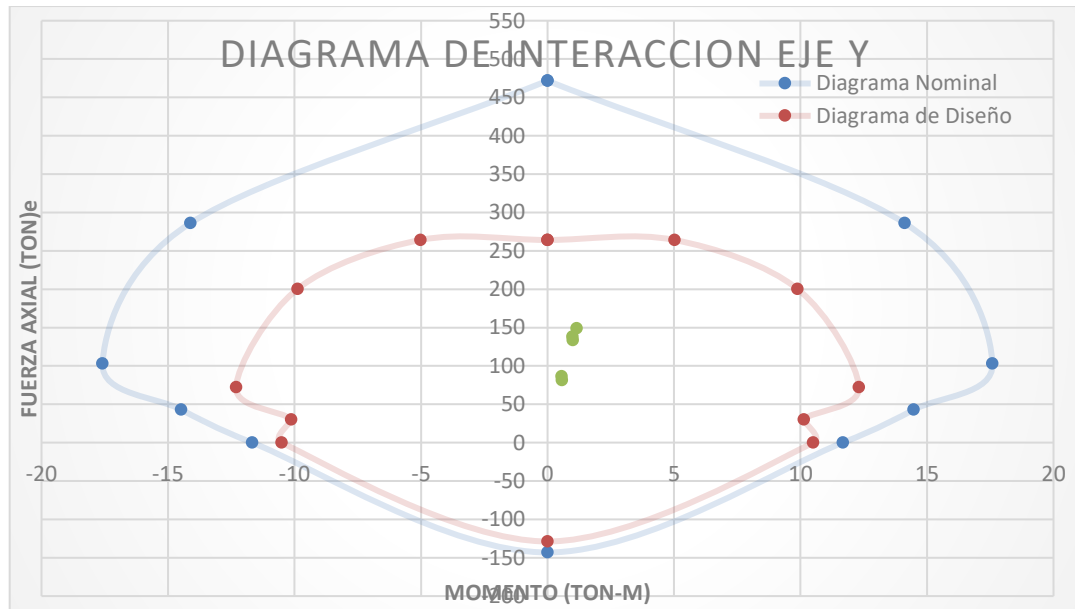


Figura 17: Diagrama de interacción en la dirección Y (21 MPa)

Como se puede observar, la armadura longitudinal planteada cumple con los criterios del diseño por flexocompresión para ambas direcciones de análisis. Es por ello que el diseño planteado es correcto según criterio de la norma. **Se emplea 12 varillas longitudinales de 3/4" de diámetro.**

A continuación, se realiza el diseño por corte para la columna C-1.

Diseño por capacidad:

Mn sup	52.87	Ton.m	del diagrama de interacción	Mn sup	17.59	Ton.m	del diagrama de interacción
Mn inf	52.87	Ton.m	del diagrama de interacción	Mn inf	17.59	Ton.m	del diagrama de interacción
V x	37.76	Ton		V y	12.56	Ton	

Amplificación del sismo x3: en la tabla 47 se muestran las combinaciones de carga empleadas en el diseño por corte.

Tabla 47: Combinación de cargas con sismo x3 (21 MPa)

Combinaciones	P	V x	V y
	Ton	Ton	Ton
1.4CM+1.7CV	-138.37	0.85	6.42
0.9CM+3SX	-78.39	25.61	3.80
0.9CM+3SY	-81.37	13.50	4.9
1.25(CM+CV) +3SX	-126.96	25.93	6.84
1.25(CM+CV) +3SY	-129.94	13.81	7.13

Se observa que los cortantes obtenidos por el primer criterio son mayores a los cortantes del segundo criterio. Así, se trabajará con los menores valores. Finalmente, en las tablas 48 y 49 se realiza una comparación entre el  $V_u$  y  $\Phi V_c$  para evaluar el empleo de estribos mínimos.

**Tabla 48: Comparación entre  $V_u$  y  $\Phi V_c$  para X (21 MPa)**

Combinación	$P_u$ (Ton)	$V_x$ menor (Ton)	$\Phi V_c$ (Ton)	Observación
1.4CM+1.7CV	-138.37	0.85	17.20	estribo mínimo
0.9CM+3SX	-78.39	25.61	14.62	-----
0.9CM+3SY	-81.37	13.50	14.75	estribo mínimo
1.25(CM+CV) +3SX	-126.96	25.93	16.71	-----
1.25(CM+CV) +3SY	-129.94	13.81	16.84	estribo mínimo

**Tabla 49: Comparación entre  $V_u$  y  $\Phi V_c$  para Y (21 MPa)**

Combinación	$P_u$ (Ton)	$V_y$ menor (Ton)	$\Phi V_c$ (Ton)	Observación
1.4CM+1.7CV	-138.37	6.42	14.21	estribo mínimo
0.9CM+3SX	-78.39	3.80	12.08	estribo mínimo
0.9CM+3SY	-81.37	4.90	12.19	estribo mínimo
1.25(CM+CV) +3SX	-126.96	6.84	13.80	estribo mínimo
1.25(CM+CV) +3SY	-129.94	7.13	13.91	estribo mínimo

Se observa que en dos casos se requiere de reforzamiento por corte. Se optó por emplear estribos de 3/8" con los cuales el espaciamiento requerido es de 30 cm.

Estribos en zona de confinamiento:

El espaciamiento de estribos en esta zona no debe ser mayor al menor de las siguientes condiciones:

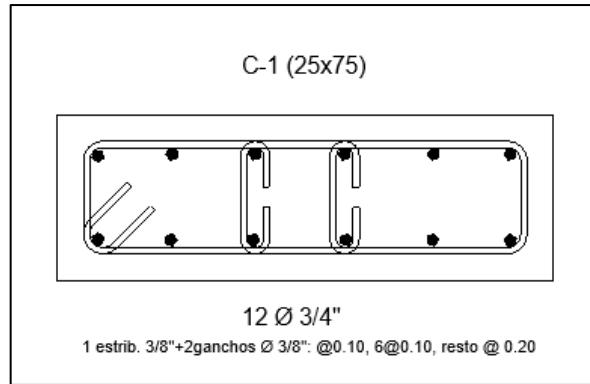
- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro:  $8 \times 3/4 \times 2.54 = 15.24$  cm
  - La mitad de la menor dimensión de la sección transversal:  $25/2 = 12.5$  cm
  - 10 cm
- Por tanto, se escoge un espaciamiento de 10 cm.

La longitud de la zona de confinamiento no debe ser menor al mayor de las siguientes 3 condiciones:

- 1/6 de la luz libre del elemento:  $2.8 \times 100/6 = 46.67$  cm
- La mayor dimensión de la sección transversal: 75 cm
- 50 cm

Por tanto, se escoge una longitud de 75 cm.

Se colocan estribos a 20cm en la zona central del elemento. **La distribución de estribos será de 1@5, 8@10, Resto @20**, la cual se muestra en la figura 18.



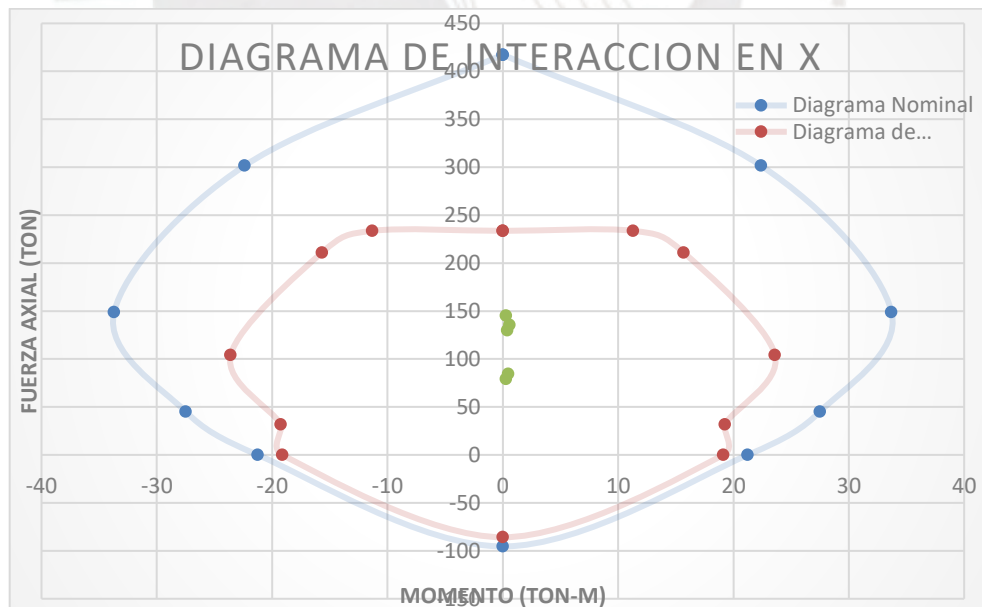
**Figura 18: Armado de columna C-1 (21 MPa)**

#### 5.1.4 Ejemplo de diseño columna $f'_c = 28\text{MPa}$

Se diseña la misma columna C-1, pero usando un concreto de resistencia  $f'_c = 28\text{MPa}$  (0.25m x 0.55m). El procedimiento de diseño es similar al mostrado anteriormente, por lo que se dará énfasis en mostrar el resultado del diseño.

Diseño por flexocompresión:

**Se propone emplear 8 varillas longitudinales de  $\frac{3}{4}$ "**, cumpliendo con la cuantía mínima establecida por la norma (1%). En las figuras 19 y 20 se muestran los diagramas de interacción de la columna 1 en las direcciones X e Y.



**Figura 19: Diagrama de interacción en la dirección X (28 MPa)**

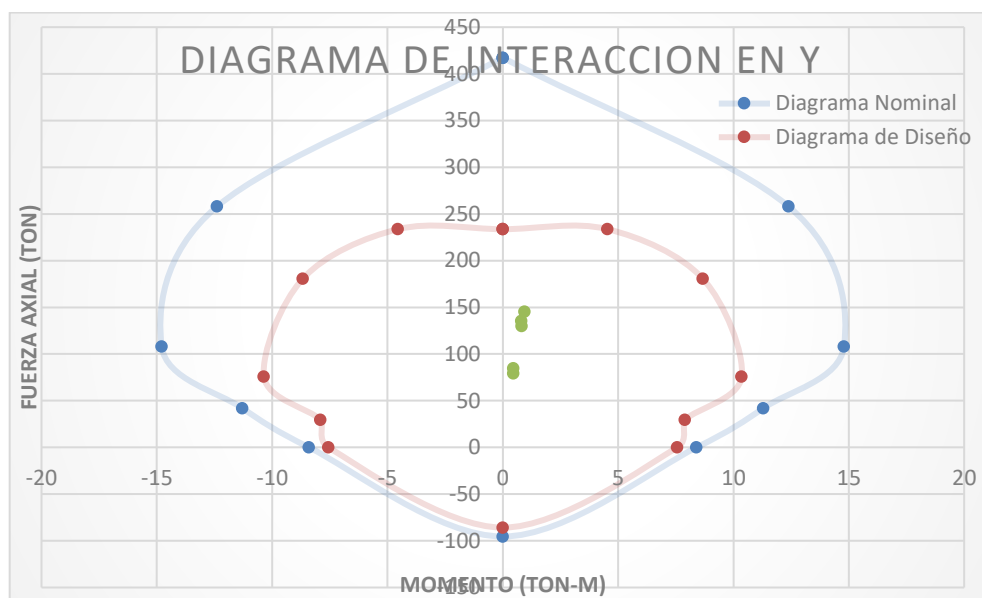


Figura 20: Diagrama de interacción en la dirección Y (28 MPa)

Todas las cargas últimas se encuentran dentro de los diagramas, por lo que el acero propuesto al inicio es correcto.

Diseño por corte: En las tablas 50 y 51 se realiza una comparación entre el  $V_u$  y  $\Phi V_c$  para evaluar el empleo de estribos mínimos.

Tabla 50: Comparación entre  $V_u$  y  $\Phi V_c$  para X (28MPa)

Combinación	$P_u$ (Ton)	$V_x$ menor (Ton)	$\Phi V_c$ (Ton)	Observación
1.4CM+1.7CV	-144.70	0.66	16.18	estribo mínimo
0.9CM+3SX	-92.95	20.71	13.69	-----
0.9CM+3SY	-80.87	9.81	13.11	estribo mínimo
1.25(CM+CV)+3SX	-143.70	20.91	16.13	-----
1.25(CM+CV)+3SY	-131.61	10.04	15.55	estribo mínimo

Tabla 51: Comparación entre  $V_u$  y  $\Phi V_c$  para Y (28MPa)

Combinación	$P_u$ (Ton)	$V_y$ menor (Ton)	$\Phi V_c$ (Ton)	Observación
1.4CM+1.7CV	-144.70	5.78	13.80	estribo mínimo
0.9CM+3SX	-92.95	3.35	11.68	estribo mínimo
0.9CM+3SY	-80.87	4.50	11.19	estribo mínimo
1.25(CM+CV) +3SX	-143.70	5.38	13.76	estribo mínimo
1.25(CM+CV) +3SY	-131.61	6.51	13.26	estribo mínimo

Se observa que en dos casos se requiere de reforzamiento por corte. Se optó por emplear estribos de 3/8" con los cuales el espaciamiento requerido es de 30 cm.

El espaciamiento de estribos en la zona de confinamiento no debe ser mayor al menor de las siguientes condiciones:

- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro:  $8 \times 3/4 \times 2.54 = 15.24$  cm
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal:  $25/2 = 12.5$  cm
- 10 cm

Por tanto, se escoge un espaciamiento de 10 cm.

La longitud de la zona de confinamiento no debe ser menor al mayor de las siguientes 3 condiciones:

- 1/6 de la luz libre del elemento:  $2.8 \times 100/6 = 46.67$  cm
- La mayor dimensión de la sección transversal: 55 cm
- 50 cm

Por tanto, se escoge una longitud de 55 cm.

Se colocan estribos a 20cm en la zona central del elemento. **La distribución de estribos será de 1@5, 6@10, Resto @20**, la cual se muestra en la figura 21.

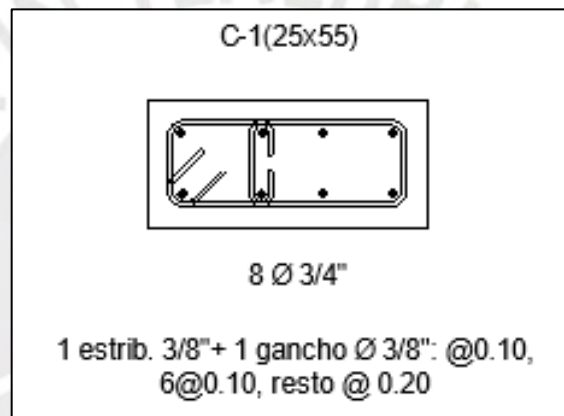


Figura 21: Armado de columna C-1 (28MPa)

En los anexos se muestran planos de cuadro de columnas y de detalles de la columna 1 para ambos modelos.

## 5.2 Diseño de muros de contención en sótanos

### 5.2.1 Diseño por flexión y verificación por corte

El edificio cuenta con muros de contención en todo su perímetro con la finalidad de soportar las presiones laterales generadas por el terreno adyacente y las edificaciones vecinas. Estos muros están apoyados en la cimentación y en las losas de los pisos para evitar que se vuelquen.

Debido a las grandes cargas laterales que reciben los muros, estos se diseñan principalmente por flexión, al igual que las vigas y losas. Cabe mencionar que el diseño debe cumplir con el refuerzo mínimo establecido por la norma E.060:

- La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0.002
- La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0.0015

### 5.2.2 Ejemplo de diseño muro de contención $f'c = 21\text{MPa}$

Como ejemplo se muestra el diseño de los muros MC-1, MC-2 y MC-3, los cuales tienen diseños idénticos. Primero se calcula la carga lateral que soportarán los muros, tal como se muestra en la tabla 52. Se asume que por los costados y parte posterior el muro soporta la presión del terreno y la presión de edificaciones vecinas de 2 niveles, mientras que por la fachada principal el muro soporta solo la presión del terreno. Se mostrará el diseño del muro de contención que soporta presiones de terreno y de edificación vecina de 2 niveles. Los datos obtenidos del estudio de suelos son los siguientes:

$\Phi = 36^\circ$  (Suelo bueno de Lima)

Empuje activo ( $K_a$ ) = 0.26

Empuje pasivo ( $K_p$ ) = 3.85

Peso específico suelo ( $\gamma$ ) = 1.80 Ton/m<sup>3</sup> (Suelo bueno de Lima)

Tabla 52: Distribución de presiones en muro de contención

Profundidad Z (m)	Empuje debido al terreno (ton/m)	Sobrecarga (ton/m <sup>2</sup> )	Empuje debido a la sobrecarga (ton/m)	Presión Total (ton/m)	Presión Total Ultima (ton/m)
0	0.000	2	0.519	0.519	0.883
1.5	0.701	2	0.519	1.220	2.074
4.3	2.009	2	0.519	2.529	4.299

En la figura 22, se modela el muro de contención como un elemento unidireccional, al cual se le aplican las cargas previamente mostradas. Las losas de los pisos actúan como apoyos en el modelo.

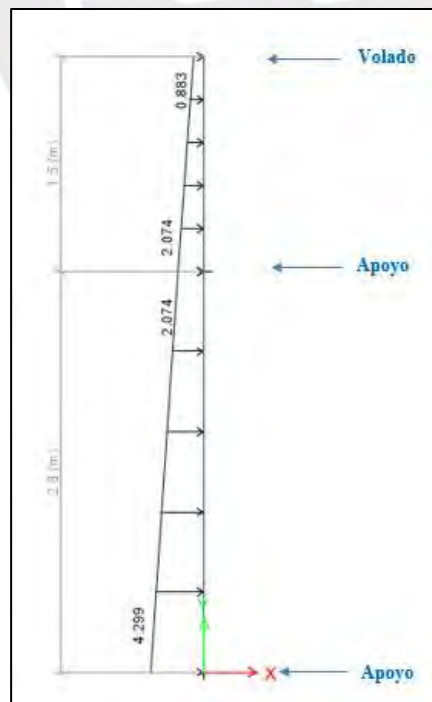


Figura 22: Cargas en muro de contención



A partir del modelo, se construyen los diagramas de momento flector y cortante para realizar los diseños por flexión y corte. Estos diagramas se muestran en las figuras 23 y 24.

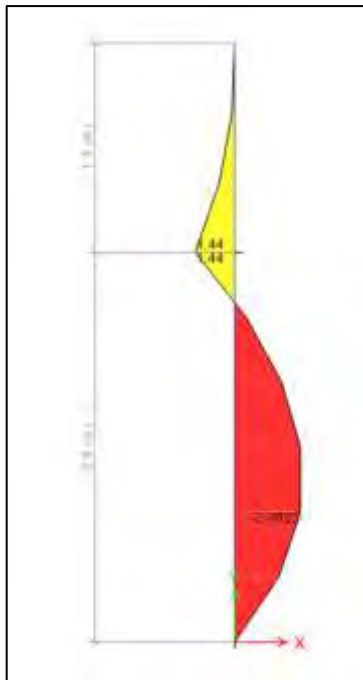


Figura 24: Diagrama de momento flector

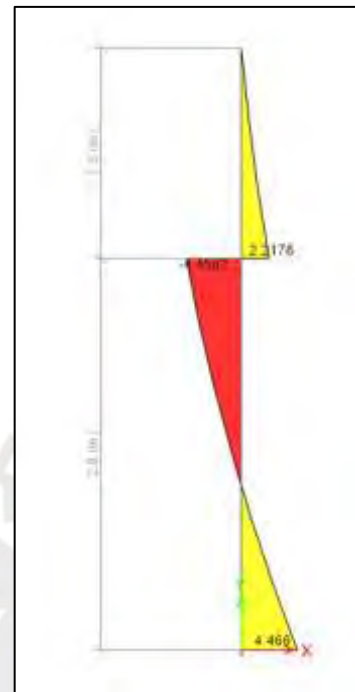


Figura 23: Diagrama de fuerza cortante

Se observa que el cortante máximo en los muros es de 4.45 ton, lo cual es menor al  $\phi V_c$  de 15.02 ton. Con los momentos obtenidos se realiza el diseño por flexión tal como se muestra a continuación en la tabla 53.

Tabla 53: Diseño por flexión del muro de contención

Mu (ton.m)	Ku	$\rho$ (%)	As (cm <sup>2</sup> /m)	Acero	Área acero (cm <sup>2</sup> )	Espaciamento (cm)
2.49	3.42	0.09	2.43	3/8"	0.71	25
1.44	1.98	0.05	1.35	8mm	0.50	35

En la tabla 54 se verifica que el espaciamento obtenido no exceda de 40cm tal como lo indica el artículo 14.8.4 de la norma E0.60.

Tabla 54: Cálculo de la amplificación (21MPa)

Espaciamento (cm)	¿Cumple norma 14.8.4?	Espaciamento final (cm)
25	CUMPLE	25
35	CUMPLE	35

### 5.2.3 Ejemplo de diseño muro de contención $f'c = 28\text{MPa}$

Tal como se mencionó en el punto previo, los muros de contención se diseñan principalmente por flexión, razón por la cual la influencia de la resistencia del concreto no es relevante en el diseño. El resultado del diseño de los muros de contención MC-1, MC-2 y MC-3 empleando  $f'c = 28\text{MPa}$  es idéntico al obtenido con una resistencia convencional de  $21\text{MPa}$ .

En los anexos se muestran planos de detalles de muros de contención para ambos modelos.

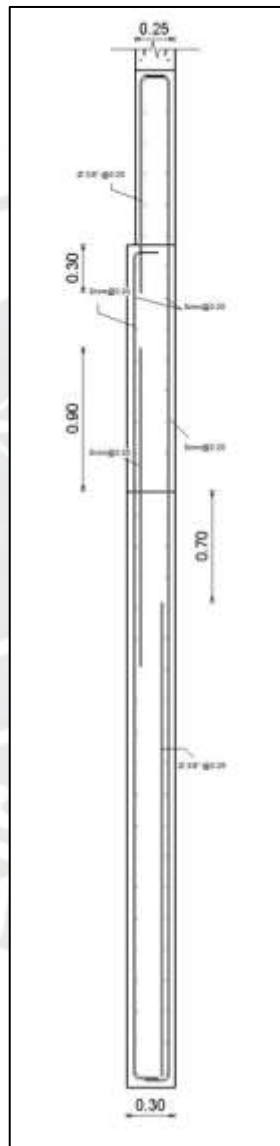


Figura 25: Corte en elevación de muro de contención MC-1

### 5.3 Diseño de placas

Las placas o muros de corte son elementos verticales que aportan en la rigidez lateral del edificio. Estos elementos cuentan con refuerzo longitudinal y horizontal, asimismo, es muy común el uso de núcleos de confinamiento.

Según Jack Moehle (2015), es una buena práctica de diseño usar núcleos de confinamiento los cuales brindan una resistencia adicional frente a momentos flectores y cargas axiales a los que pueda estar sometido dicho elemento; además, también brinda mayor confinamiento en los muros de corte, lo cual permite un mejor desempeño de estos.

Para realizar el diseño estructural de este elemento se realizará el diseño por flexocompresión, diseño por corte y verificación del dimensionamiento del núcleo confinado detallados en la norma técnica peruana E.060.

#### 5.3.1 Diseño por flexocompresión

El diseño por flexocompresión comprende en obtener el refuerzo longitudinal requerido frente a las condiciones de cargas presentadas. Para garantizar que cumpla con la condición anteriormente mencionada, se realizará el diagrama de interacción del muro.

La norma técnica peruana E.060 indica sobre cuantías mínimas a cumplir para el refuerzo longitudinal.

- Para  $V_u < 0.27 \cdot A_{cw} \cdot \sqrt{f'_c}$ , la cuantía de refuerzo vertical mínima es 0.0015
- Para  $V_u > 0.27 \cdot A_{cw} \cdot \sqrt{f'_c}$ , la cuantía de refuerzo vertical mínima será el máximo valor de las siguientes expresiones.

$$\rho_v = \text{Max} \left[ 0.0025 + 0.5 \left( 2.55 - \frac{hm}{lm} \right) (\rho_h - 0.0025); 0.0025 \right]$$

- Además de lo anteriormente mostrado, si se tuviera un muro bajo ( $h_w/l_w < 2$ ) la cuantía vertical debe ser mayor o igual a la cuantía horizontal.

#### 5.3.2 Diseño por corte

Para el diseño por corte se calcula la resistencia al corte del concreto. Para ello se usa la siguiente fórmula:

$$V_C = \alpha_c \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_{cw}$$

Donde  $\alpha_c$  depende de la relación entre la altura del muro y la longitud.

- Si  $\frac{H}{L} \leq 1.50$  entonces el valor de  $\alpha_c = 0.80$
- Si  $\frac{H}{L} \geq 2.00$  entonces el valor de  $\alpha_c = 0.53$
- Si el valor de  $\frac{H}{L}$  esta entre 1.5 y 2, se interpolara para obtener el valor de  $\alpha_c$

La norma de concreto armado E.060 indica que en donde  $V_u$  exceda a la resistencia al corte  $\phi V_c$ , donde  $\Phi = 0.85$ , se tiene una resistencia  $V_s$  cuya expresión es la siguiente:

$$V_S = \frac{V_U}{\phi} - V_C$$

Para hallar la cuantía horizontal requerida se emplea la siguiente ecuación.

$$V_S = A_{cw} \cdot \rho_h \cdot f_y$$

La norma técnica peruana E.060 señala que se debe considerar un diseño por capacidad para garantizar una falla por flexión del elemento y no por corte, para ello se debe amplificar la carga cortante última  $V_u$  de la siguiente manera

$$V_u \geq V_{ua} \cdot \frac{M_n}{M_{ua}}$$

Siendo  $\frac{M_n}{M_{ua}}$  no mayor al coeficiente de reducción R.

### 5.3.3 Ejemplo de diseño placa $f'c = 21\text{MPa}$

Con lo anteriormente explicado se procede a realizar el diseño de la placa 1 para el edificio de  $f'c = 21\text{MPa}$ . Para esta placa se tienen los datos mostrados en la tabla 55.

Tabla 55: Datos de la placa 1 (21MPa)

H (cm)	L (cm)	T(cm)	$f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1060	642	25	210

Se propone la siguiente distribución de aceros y una zona de confinamiento con  $c = 90\text{ cm}$  tal como se observa en la figura 26.

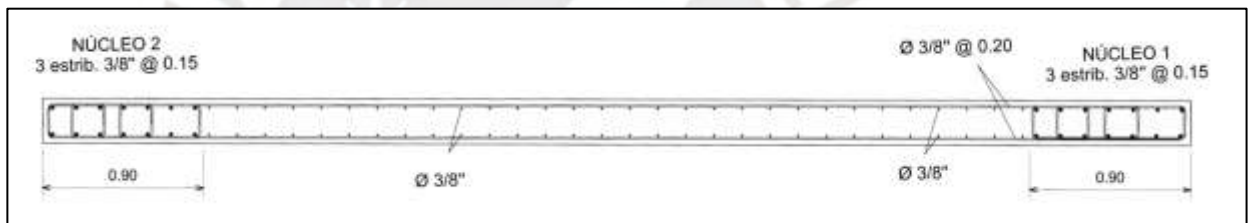


Figura 26: Distribución propuesta de acero en la placa 1 (21MPa)

En las figuras 27 y 28 se grafican los diagramas de interacción de la placa para ambas direcciones.

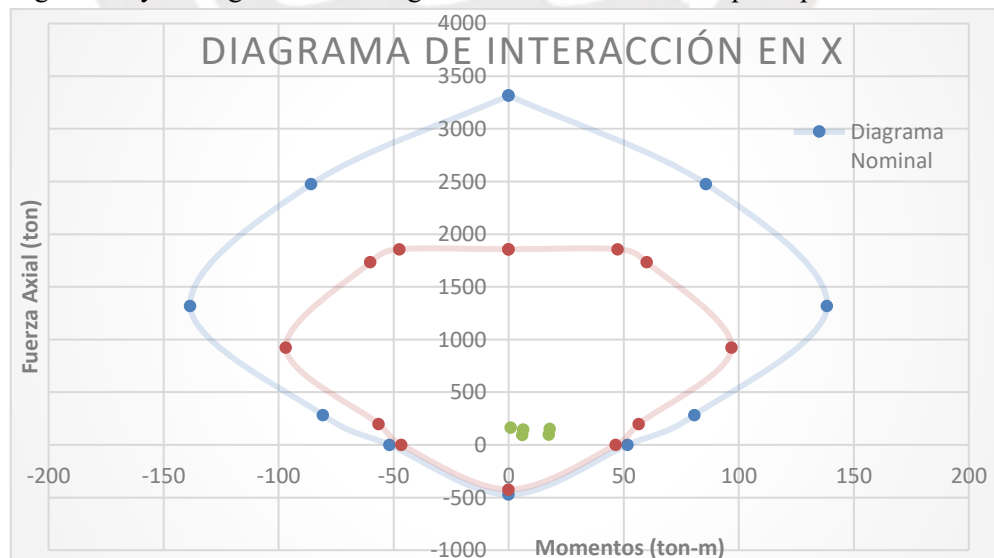


Figura 27: Diagrama de interacción en la dirección X (21 MPa)

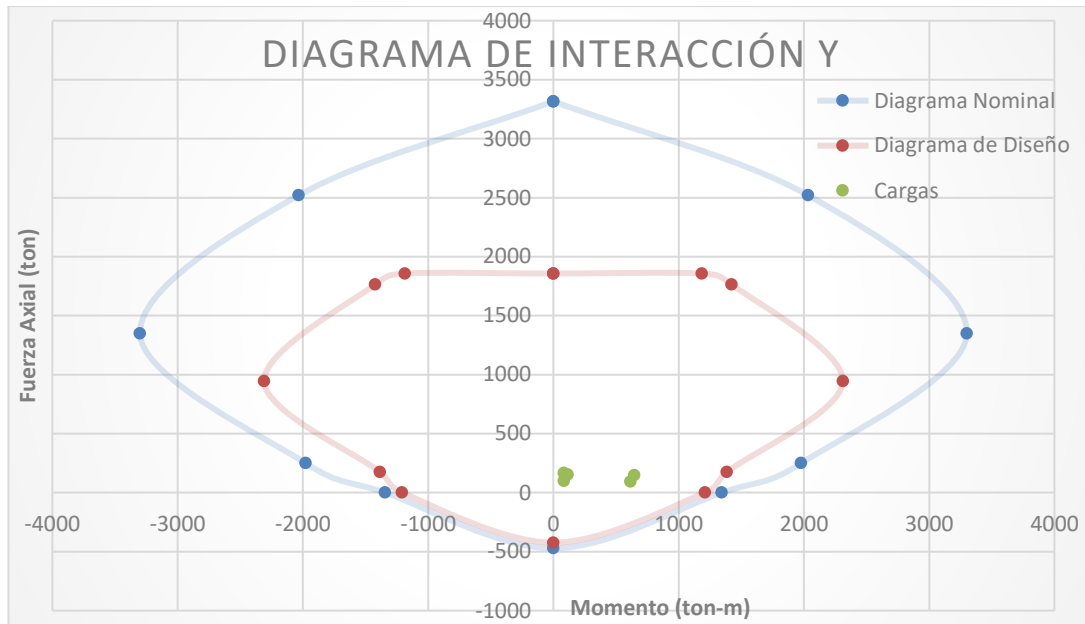


Figura 28: Diagrama de interacción en la dirección Y (21 MPa)

Todas las cargas últimas se encuentran dentro de los diagramas, por lo que el acero propuesto al inicio es correcto.

Diseño por corte: Se realiza primero el diseño por resistencia. Se obtienen los valores mostrados en la tabla 56.

Tabla 56: Cargas últimas en la placa 1 (21MPa)

Combinación	P	V <sub>y</sub>	V <sub>c</sub>	V <sub>s</sub>	ρH calculado	ρH mínima (E.060)
	Ton	Ton	Ton	Ton		
0.9CM + SX	98.46	12.56	133.67	-118.89	-0.0018	0.0025
0.9CM + SY	92.69	82.58	133.67	-36.52	-0.0005	0.0025
1.25(CM+CV) + SX	152.44	16.65	133.67	-114.09	-0.0017	0.0025
1.25(CM+CV) + SY	146.66	86.67	133.67	-31.71	-0.0005	0.0025
1.4CM + 1.7CV	165.21	10.99	133.67	-120.75	-0.0018	0.0025

El signo negativo en la cuantía calculada representa que para tales cargas, la sección no requiere de acero de refuerzo, sin embargo se utiliza la cuantía mínima propuesta en la norma técnica peruana E.060 la cual es de 0.0025

Diseño por capacidad: Del diagrama de interacción en la dirección Y se obtienen los momentos nominales para obtener el factor de amplificación de la cortante (tabla 57).

Tabla 57: Cálculo de la amplificación (28 MPa)

Combinación	P	Vy	My	Mn (ton-m)	f
	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Mn/Mu
0.9CM + SX	98.46	12.56	84.65	1425.00	4.05
0.9CM + SY	92.69	82.58	615.71	1415.00	2.30
1.25(CM+CV) + SX	152.44	16.65	114.10	1475.00	4.05
1.25(CM+CV) + SY	146.66	86.67	645.16	1465.00	2.27
1.4CM + 1.7CV	165.21	10.99	84.32	1474.00	4.05

Una vez que se halló el factor de amplificación se realiza el mismo procedimiento anteriormente realizado para obtener la cuantía requerida (tabla 58).

Tabla 58: Cálculo de la cuantía horizontal (28 MPa)

Combinación	Vu (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	ρH calculado	ρH mínima (E.060)
	Ton	Ton	Ton		
0.9CM + SX	50.88	133.67	-73.81	-0.0011	0.0025
0.9CM + SY	189.79	133.67	89.60	0.0013	0.0025
1.25(CM+CV) + SX	67.43	133.67	-54.34	-0.0008	0.0025
1.25(CM+CV) + SY	196.80	133.67	97.86	0.0015	0.0025
1.4CM + 1.7CV	44.49	133.67	-81.33	-0.0012	0.0025

Se observa que la cuantía de 0.0025 es la requerida para el diseño de la placa 1.

$$A_{SH} = \rho_h \cdot t \cdot 100$$

Siento  $t = 25$  cm (espesor de la placa 1)

$$A_{SH} = 6.25 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{A_v}{A_{SH}} = \frac{2 \cdot 0.71}{6.25} = 23 \text{ cm}$$

Entonces se utiliza  $\Phi 3/8'' @ 0.20$  m en cada cara de la placa.

### 5.3.4 Ejemplo de diseño placa $f'c = 28$ MPa

De similar manera se realiza el diseño de la placa 1 para el edificio de  $f'c = 28$  MPa. Para esta placa se tienen los datos mostrados en la tabla 59.

Tabla 59: Datos de la placa 1 (28 MPa)

H (cm)	L (cm)	T(cm)	f'c (kg/cm2)
1060	642	25	280

Se propone la siguiente distribución de aceros y una zona de confinamiento con  $c = 90$  cm, tal como se observa en la figura 29.

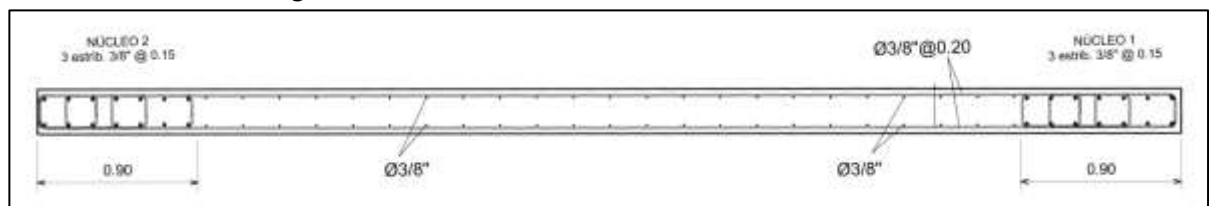
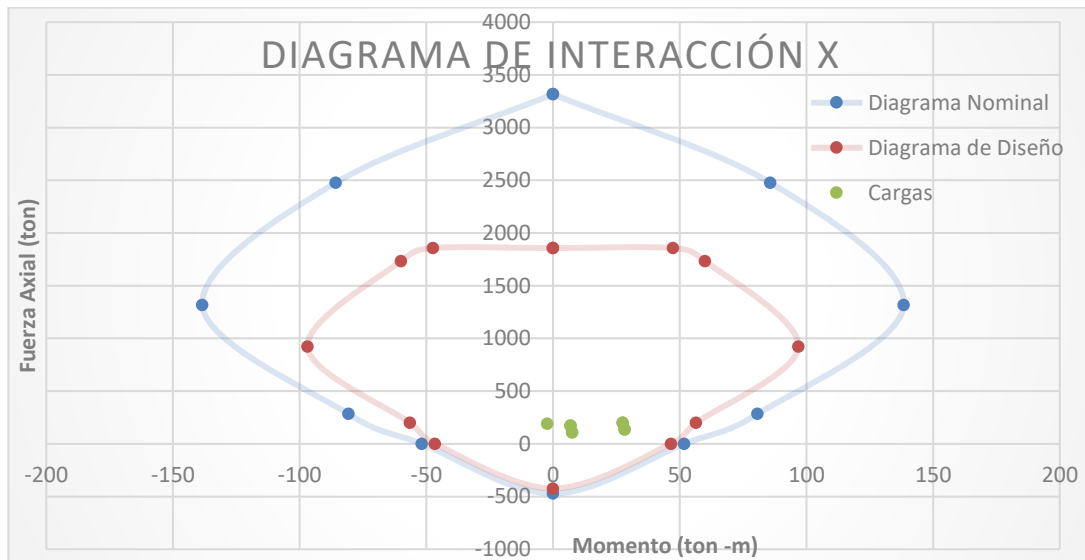


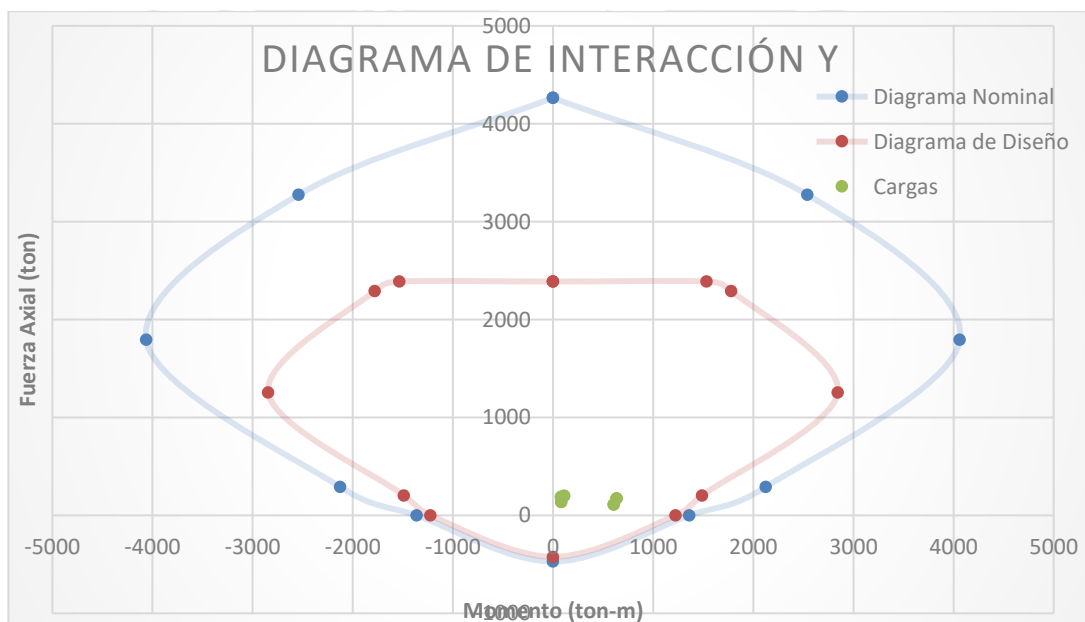
Figura 29: Distribución propuesta de acero en la placa 1 (28MPa)



Se elabora los diagramas de interacción para ambas direcciones de la placa y se obtiene las gráficas mostradas en las figuras 30 y 31.



**Figura 30: Diagrama de interacción en la dirección X (28 MPa)**



**Figura 31: Diagrama de interacción en la dirección Y (28 MPa)**

Todas las cargas últimas se encuentran dentro de los diagramas, por lo que el acero propuesto al inicio es correcto.

Diseño por corte: Se realiza primero el diseño por resistencia. Se obtiene los valores mostrados en la tabla 60.

**Tabla 60: Cargas últimas en la placa 1 (28 MPa)**

Caso	P	Vy	Vc	Vs	ρH calculado	ρH mínima (E.060)
	Ton	Ton	Ton	Ton		
<b>0.9CM + SX</b>	136.20	6.99	154.35	-146.13	-0.0022	<b>0.0025</b>
<b>0.9CM + SY</b>	110.18	71.09	154.35	-70.72	-0.0010	<b>0.0025</b>
<b>1.25(CM+CV) + SX</b>	199.04	5.66	154.35	-147.69	-0.0022	<b>0.0025</b>
<b>1.25(CM+CV) + SY</b>	173.02	69.76	154.35	-72.29	-0.0011	<b>0.0025</b>
<b>1.4CM + 1.7CV</b>	190.76	4.32	154.35	-149.27	-0.0022	0.0020

El signo negativo en la cuantía calculada representa que, para tales cargas, la sección no requiere de acero de refuerzo, sin embargo, se utiliza la cuantía mínima propuesta en la norma técnica peruana E.060 la cual es de 0.0025

Diseño por capacidad:

Del diagrama de interacción en la dirección Y se obtienen momentos nominales mostrados en la tabla 61 para obtener el factor de amplificación de la cortante.

**Tabla 61: Cálculo de la amplificación (28 MPa)**

Caso	P	Vy	My	Mn (ton-m)	f
	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Mn/Mu
<b>0.9CM + SX</b>	136.20	6.99	84.29	1405.00	4.05
<b>0.9CM + SY</b>	110.18	71.09	606.13	1375.00	2.27
<b>1.25(CM+CV) + SX</b>	199.04	5.66	112.80	1480.00	4.05
<b>1.25(CM+CV) + SY</b>	173.02	69.76	634.64	1450.00	2.28
<b>1.4CM + 1.7CV</b>	190.76	4.32	80.56	1460.00	4.05

Una vez hallado el factor de amplificación, se realiza el mismo procedimiento anteriormente realizado para obtener la cuantía requerida (tabla 62).

**Tabla 62: Cálculo de la cuantía horizontal (28 MPa)**

Caso	Vu (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	ρH calculado	ρH mínima (E.060)
	Ton	Ton	Ton		
<b>0.9CM + SX</b>	28.31	154.35	-121.04	-0.0018	<b>0.0025</b>
<b>0.9CM + SY</b>	161.26	154.35	35.36	0.0005	<b>0.0025</b>
<b>1.25(CM+CV) + SX</b>	22.93	154.35	-127.38	-0.0019	<b>0.0025</b>
<b>1.25(CM+CV) + SY</b>	159.38	154.35	33.15	0.0005	<b>0.0025</b>
<b>1.4CM + 1.7CV</b>	17.50	154.35	-133.77	-0.0020	0.0020

Se observa que la cuantía de 0.0025 es la requerida para el diseño de la placa 1.

$$A_{SH} = \rho_h \cdot t * 100$$

Siento t = 25 cm (espesor de la placa 1)

$$A_{SH} = 6.25 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{A_v}{A_{SH}} = \frac{2 \cdot 0.71}{6.25} = 23 \text{ cm}$$

Entonces se utiliza **Φ 3/8" @ 0.20 m en cada cara de la placa.**

En los anexos se muestran planos de detalles de la placa 1 para ambos modelos.

## 5.4 Diseño de vigas

### 5.4.1. Diseño por flexión

El diseño por flexión permite que se conozca la cantidad refuerzo longitudinal necesaria en la viga. Para obtener el refuerzo que requiere la sección se requiere de usar la envolvente de momentos que actúan sobre la viga, la fórmula de profundidad del bloque de compresión y la fórmula de resistencia última.

Se tendrán en cuenta las siguientes consideraciones para el cálculo de refuerzo longitudinal de la viga:

- La cantidad mínima de varillas a instalar es de 2.
- La cuantía mínima de acero está definida en la siguiente ecuación.

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

- La cuantía máxima de acero es el 75% de la cuantía balanceada, la cual se define con la siguiente ecuación.

$$A_{s_{max}} = 0.75 \cdot \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot c_b}{f_y} \cdot b$$

De las ecuaciones de la profundidad del bloque de compresiones y la resistencia última se obtiene.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}}$$

Con el valor de “a” ya conocido se utiliza la siguiente ecuación para determinar el área de refuerzo requerido-

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

Se busca una configuración que permita satisfacer el acero requerido en la sección.

## 5.4.2. Diseño por corte

### 5.4.2.1. Diseño por resistencia

Para realizar el diseño por corte del elemento, se emplea la fórmula presentada en el capítulo 10 de la norma técnica E.060.

$$\begin{aligned}V_u &\leq \phi V_n \\V_n &= V_c + V_s \\V_u &= \phi(V_c + V_s)\end{aligned}$$

Donde  $V_c$  representa la resistencia aportada por el concreto y  $V_s$  es la resistencia del refuerzo a colocar, en este caso los estribos.

Una vez realizado el diseño por resistencia, se verificará si la configuración diseñada cumple con los requisitos de diseño por capacidad establecidos en el artículo 21.4.3 de la norma técnica E.060

### 5.4.2.2. Diseño por capacidad

El diseño por capacidad establecido en el capítulo 21 de la norma E.060 tiene como objetivo garantizar una falla dúctil o falla por flexión de la viga. Para garantizar ello, realiza una amplificación a las cortantes actuantes en el elemento. Se propone en el artículo 21.4.3 dos maneras de amplificar la carga, las cuales serán mostradas a continuación.

La primera de las amplificaciones consiste en utilizar los momentos nominales hallados en el diseño por flexión junto con una cortante isostática para determinar el valor de la cortante por capacidad ( $V_u$ ).

$$V_u = \frac{Mn_d + Mn_i}{Ln} + V_i$$

Donde:

$Mn$  es el momento nominal a los extremos de la viga

$Ln$  es la luz libre de la viga

$V_i$  es la cortante isostática

Otra de las alternativas planteadas en la norma se refiere a usar una amplificación de cargas de 2.5 a la componente sísmica de las combinaciones planteadas en el artículo 9.2.3.

$$V_u = 1.25.(CM + CV) + 2.5.CS$$

De las alternativas anteriormente mostradas se escoge la menor.

A continuación, se realiza a manera de ejemplo el diseño de la viga en el eje B del primer piso.

### 5.4.3. Diseño de viga V1-01 $f'c = 21$ MPa

#### Diseño por Flexión

Para la viga mencionada se tiene el diagrama de momentos presentado en la figura 32.

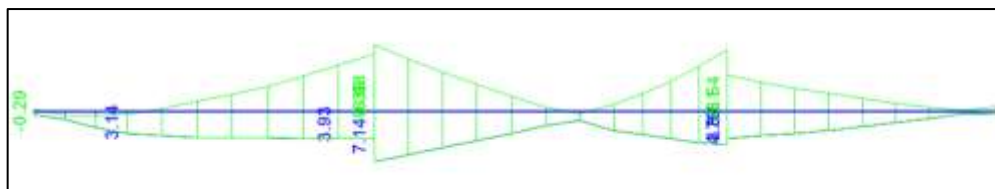


Figura 32: Diagrama de momentos de la viga V1-01 (21MPa)

Para realizar el diseño se trabajó por tramos, en el caso de esta viga se tuvo tres tramos. Primero se realizó el diseño por flexión de los tres tramos. Los resultados obtenidos para los tres tramos se muestran en la tabla 63.

Tabla 63: Resultados del diseño por flexión para la viga V1-01 (21 MPa)

Tramo	Zona	Mu (ton.m)	d (cm)	As min (cm <sup>2</sup> )	As max (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	As requerido (cm <sup>2</sup> )	Acero instalado	As instalado (cm <sup>2</sup> )
1	Izq	Superior	44	2.66	17.53	0.16	<b>0.17</b>	2 φ5/8"	4.00
		Inferior	44	2.66	17.53	0.26	<b>0.28</b>	2 φ5/8"	4.00
	Cen	Superior	44	2.66	17.53	3.81	<b>4.05</b>	3 φ5/8"	6.00
		Inferior	44	2.66	17.53	2.28	<b>2.43</b>	2 φ5/8"	4.00
	Der	Superior	44	2.66	17.53	4.84	<b>5.14</b>	4 φ5/8"	8.00
		Inferior	44	2.66	17.53	2.28	<b>2.43</b>	3 φ5/8"	6.00
2	Izq	Superior	44	2.66	17.53	5.66	<b>6.01</b>	4 φ5/8"	8.00
		Inferior	44	2.66	17.53	4.25	<b>4.51</b>	3 φ5/8"	6.00
	Cen	Superior	44	2.66	17.53	0.23	<b>0.25</b>	2 φ5/8"	4.00
		Inferior	44	2.66	17.53	1.07	<b>1.14</b>	2 φ5/8"	4.00
	Der	Superior	44	2.66	17.53	5.20	<b>5.52</b>	3 φ5/8"	6.00
		Inferior	44	2.66	17.53	2.78	<b>2.96</b>	2 φ5/8"	4.00
3	Izq	Superior	44	2.66	17.53	2.98	<b>3.17</b>	3 φ5/8"	6.00
		Inferior	44	2.66	17.53	2.25	<b>2.39</b>	2 φ5/8"	4.00
	Cen	Superior	44	2.66	17.53	0.93	<b>0.99</b>	2 φ5/8"	4.00
		Inferior	44	2.66	17.53	1.23	<b>1.30</b>	2 φ5/8"	4.00
	Der	Superior	44	2.66	17.53	0.35	<b>0.37</b>	2 φ5/8"	4.00
		Inferior	44	2.66	17.53	0.28	<b>0.30</b>	2 φ5/8"	4.00

### Diseño por Corte

Se realiza a manera de ejemplo los cálculos para el tramo 1 y se mostrará los resultados para toda la viga. Para el primer tramo se tiene que la cortante máxima de la envolvente es de 3.4 ton. Esto se puede observar en la figura 33.

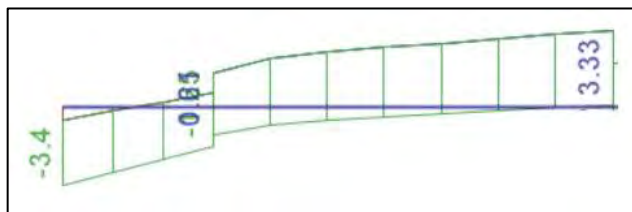


Figura 33: Diagrama de corte del tramo 1 de la V1-01 (21MPa)

Se calcula el aporte del concreto. ( $\phi V_c$ )

$$\phi V_c = 0.85 \cdot (0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d)$$

$$\phi V_c = 7.18 \text{ ton}$$

Se puede observar que la cortante última no excede el aporte del concreto. Sin embargo, para el diseño por corte se considera los criterios de la norma.

La zona de confinamiento será igual a dos veces el peralte del elemento, en este caso el peralte es de 50 cm, por lo que la zona de confinamiento será de 100 cm.

En la zona de confinamientos el espaciamiento entre estribos será el menor de las siguientes

- $d/4$ , donde  $d$  es el peralte efectivo de la sección.
- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento
- 300 mm.

Para los estribos se optó por usar un diámetro de 3/8". El espaciamiento será de 10 cm (por temas de constructibilidad) para la zona de confinamientos, por lo que el diseño por corte de este tramo queda como **1@5, 10@10, rest@25cm.**

Se realizará la verificación por capacidad al diseño presentado. Para ello primero se calcula el aporte de los estribos y con ello se puede calcular la resistencia nominal.

$$\phi V_s = 0.85 \cdot \left( \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S} \right)$$

$$\phi V_s = 22.31 \text{ ton}$$

Ahora se calcula la resistencia nominal

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_n = 29.49 \text{ ton}$$

Quiere decir que la zona de confinamiento soporta una cortante de hasta 29.49 ton. Por lo tanto, si alguna de las cargas de las combinaciones planteadas para el diseño por capacidad excede a esta, se vuelve a realizar el diseño por corte. Los valores obtenidos se muestran en la tabla 64.

**Tabla 64: Cortante según los criterios de diseño por capacidad de la norma E.060**

Diseño por capacidad					
Criterio 1				Criterio 2	
Mn- Iz	Mn- Der	Vi	Long tramo	Vu	1.25*(CM+CV) +2.5.CS
ton-m	ton-m	ton	m	ton	ton
7.08	13.52	2.00	4.82	<b>6.27</b>	<b>16.00</b>

La menor cortante resulta ser 6.27 ton y esta no excede la resistencia nominal de la sección por lo que el diseño por corte no varía. Finalmente, en la tabla 65 se muestra los diseños por corte de todos los tramos de la viga B.



Tabla 65: Diseño por corte en todos los tramos.

Tramo	Diseño por Corte
1	1@5, 10@10, rest@25cm
2	1@5, 10@10, rest@25cm
3	1@5, 10@10, rest@25cm

En la figura 34 se muestra la distribución de la armadura para el tramo 1.

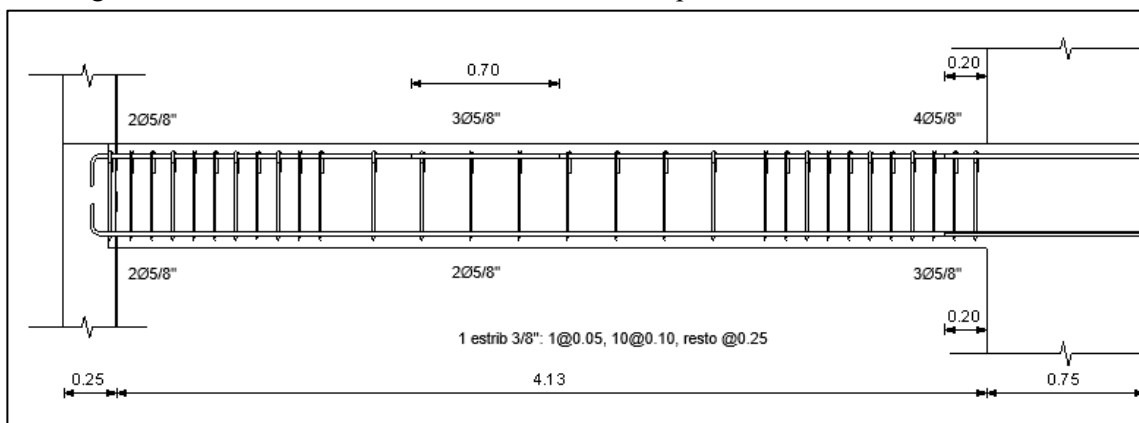


Figura 34: Distribución de aceros en el tramo 1 (21 MPa)

#### 5.4.4. Diseño viga V1-01 $f'c = 28$ MPa

##### Diseño por Flexión

Realizando los procedimientos ya explicados se obtienen los resultados mostrados en la tabla 66.

Tabla 66: Resultados del diseño por flexión para la viga V1-01 (28 MPa)

Tramo	Zona		Mu (ton.m)	d (cm)	As min (cm <sup>2</sup> )	As max (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	As requerido (cm <sup>2</sup> )	Acero instalado	As instalado (cm <sup>2</sup> )
1	Izq	Superior	0.29	44	2.66	17.53	0.16	0.17	2 $\phi$ 5/8"	4.00
		Inferior	0.46	44	2.66	17.53	0.26	0.28	2 $\phi$ 5/8"	4.00
	Cen	Superior	6.44	44	2.66	17.53	3.81	4.05	3 $\phi$ 5/8"	6.00
		Inferior	3.93	44	2.66	17.53	2.28	2.43	2 $\phi$ 5/8"	4.00
	Der	Superior	8.08	44	2.66	17.53	4.84	5.14	4 $\phi$ 5/8"	8.00
		Inferior	3.93	44	2.66	17.53	2.28	2.43	3 $\phi$ 5/8"	6.00
2	Izq	Superior	9.36	44	2.66	17.53	5.66	6.01	4 $\phi$ 5/8"	8.00
		Inferior	7.14	44	2.66	17.53	4.25	4.51	3 $\phi$ 5/8"	6.00
	Cen	Superior	0.41	44	2.66	17.53	0.23	0.25	2 $\phi$ 5/8"	4.00
		Inferior	1.87	44	2.66	17.53	1.07	1.14	2 $\phi$ 5/8"	4.00
	Der	Superior	8.64	44	2.66	17.53	5.20	5.52	3 $\phi$ 5/8"	6.00
		Inferior	4.76	44	2.66	17.53	2.78	2.96	2 $\phi$ 5/8"	4.00
3	Izq	Superior	5.09	44	2.66	17.53	2.98	3.17	3 $\phi$ 5/8"	6.00
		Inferior	3.87	44	2.66	17.53	2.25	2.39	2 $\phi$ 5/8"	4.00
	Cen	Superior	1.63	44	2.66	17.53	0.93	0.99	2 $\phi$ 5/8"	4.00
		Inferior	2.14	44	2.66	17.53	1.23	1.30	2 $\phi$ 5/8"	4.00
	Der	Superior	0.61	44	2.66	17.53	0.35	0.37	2 $\phi$ 5/8"	4.00
		Inferior	0.49	44	2.66	17.53	0.28	0.30	2 $\phi$ 5/8"	4.00

### Diseño por Corte

De la misma manera se realizó el diseño por resistencia y la verificación por capacidad de la viga B. En la tabla 67 se presentan los resultados de la distribución de los estribos para todos los tramos de la viga.

Tabla 67: Diseño por corte en todos los tramos

Tramo	Diseño por Corte
1	1@5, 10@10, rest@25cm
2	1@5, 10@10, rest@25cm
3	1@5, 10@10, rest@25cm

En la figura 35 se muestra la distribución de la armadura para el tramo 1.

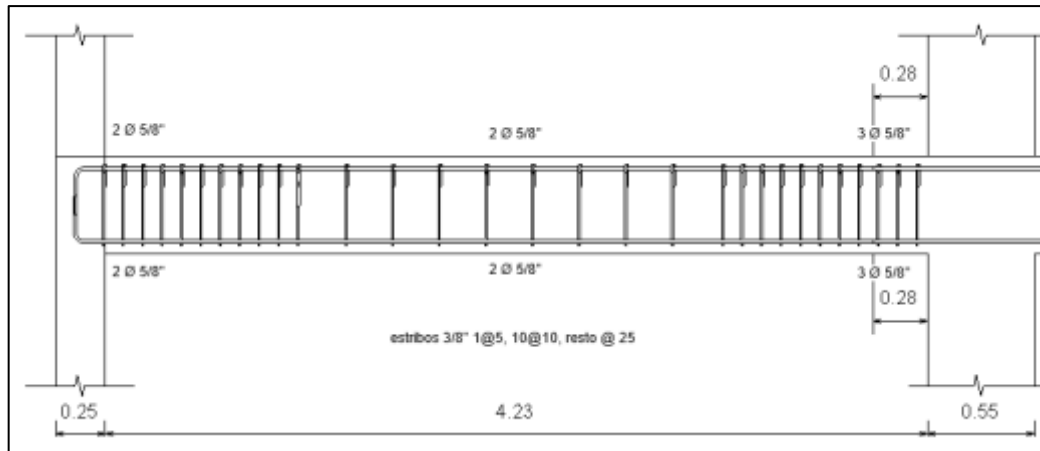


Figura 35: Distribución de aceros en el tramo 1 (28 MPa)

En los anexos se muestran planos de detalles de la viga V1-01 para ambos modelos.

### 5.5 Diseño de losas aligeradas

La vigueta típica de la losa aligerada es una sección en forma de T, la cual se encuentra espaciada cada 40 cm. En nuestro medio, existe una geometría convencional de aligerado la cual presenta las medidas descritas en la figura 36.

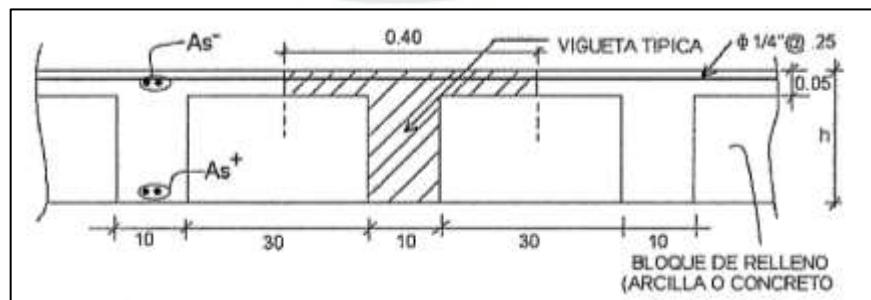


Figura 36: Geometría típica de aligerados en nuestro medio (Fuente: Ottazzi, 2016)

Se debe diseñar este elemento por flexión y verificar por corte.

### 5.5.1. Diseño por flexión

El diseño por flexión en una vigueta de losa aligerada es similar al diseño realizado para vigas. El resultado que se obtiene permite determinar el refuerzo longitudinal.

Los diagramas de fuerzas internas en las viguetas de losas aligeradas (momento y cortante) no tienen en cuenta la carga sísmica, es decir se diseña con los estados de carga última para carga viva y muerta establecidas en la norma técnica E.060.

El peralte del aligerado en ambas estructuras es de  $h = 20$  cm. En la tabla 68 se presentan las algunas propiedades y los límites de las cuantías de acero para la vigueta con el peralte mencionado.

**Tabla 68: Propiedades para una vigueta típica con peralte de 20 cm para  $f'c = 210$  kg/cm<sup>2</sup> y  $f'c = 280$  kg/cm<sup>2</sup>**  
Adaptado de “Apuntes del curso: Concreto armado 1”, de Ottazzi , 2006

$f'c$	Peralte efectivo	$I_g$	$M_{cr}^+$	$M_{cr}^-$	$As_{min}^-$	$As_{max}^-$	$As_{min}^+$	$As_{max}^+$
kg/cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	kg-m	kg-m	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>
210	17	11800	260	505	1.01	2.71	0.41	7.50
280	17	11800	299	582	1.16	2.71	0.47	7.50

Para el diseño por flexión se utilizan las ecuaciones ya mostradas en el diseño de vigas. Primero se calcula la profundidad del bloque rectangular de compresiones “a”.

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

En caso se este diseñando para un momento positivo, se debe verificar que este valor no exceda los 5 cm, pues es en esta zona donde el ancho presenta una variación.

Una vez calculado el valor de “a” ya conocido se utiliza la siguiente ecuación para determinar el área de refuerzo requerido.

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

### 5.5.2. Diseño por corte

El diseño por corte consiste en una verificación, pues las viguetas de las losas aligeradas no tienen estribos. Para ello se debe calcular el aporte del concreto ( $\phi V_c$ )

$$\phi V_c = 1.1 \cdot 0.85 \cdot (0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d)$$

Se debe cumplir con la siguiente relación para verificar que la sección cumple el criterio de diseño por corte

$$\phi V_c \geq V_u$$

De no cumplir con la mencionada relación se debe optar por realizar ensanches por cortante.

### 5.5.3. Ejemplo de diseño de losa aligerada $f'c = 21 \text{ MPa}$

A manera de ejemplo se realizará el diseño para el aligerado ubicado entre los ejes B y C del tercer nivel. En la figura 37 se muestra el tramo que se diseñará.

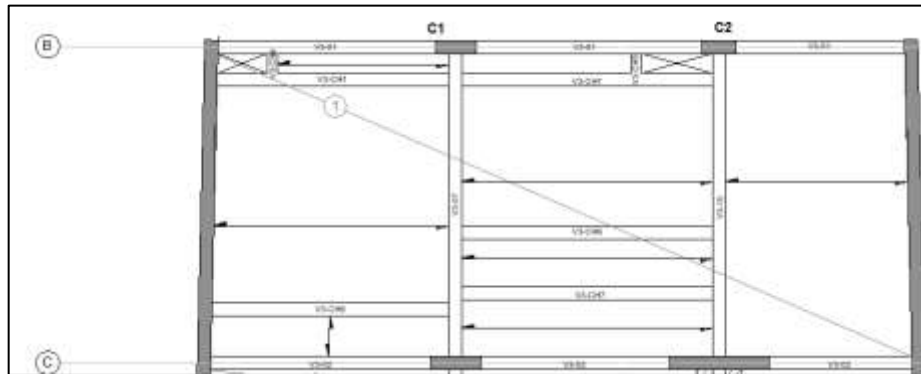


Figura 37: Aligerado entre los ejes B y C

A continuación, en la figura 38 se muestra el modelo idealizado de la vigueta ubicada en el tramo ya mencionado.



Figura 38: Modelo idealizado de la vigueta

#### Diseño por Flexión

Se obtiene el siguiente diagrama de momentos mostrado en la figura 39.

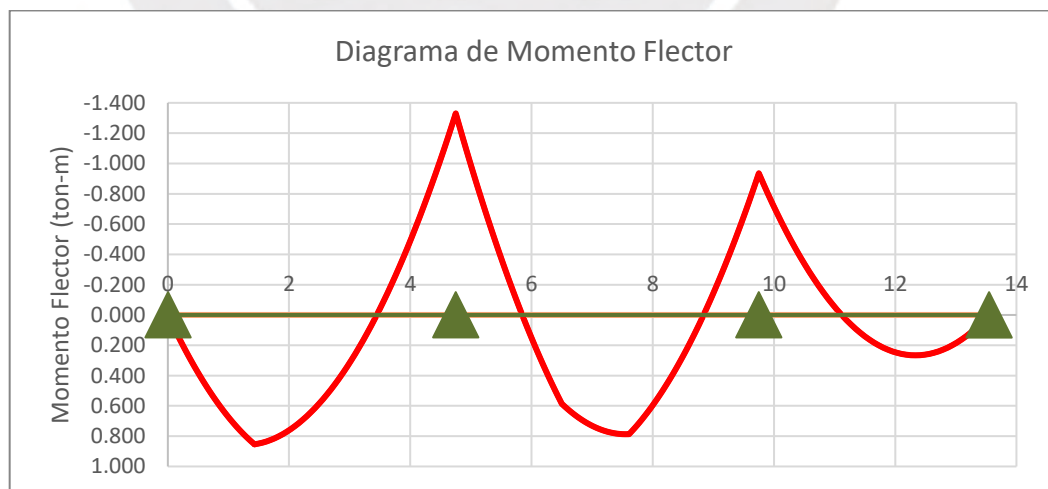


Figura 39: Diagrama de momento flector de la vigueta

Para realizar el diseño se trabajó por tramos. Los resultados obtenidos para los tres tramos se muestran en la tabla 69.

Tabla 69: Resultados del diseño por flexión para la vigueta en edificio de  $f'_c = 21$  MPa

Tramo	Zona		Mu (ton.m)	d (cm)	a (cm)	As requerido (cm <sup>2</sup> )	Acero instalado	As instalado (cm <sup>2</sup> )
1	Izq	Superior	0.00	17	0.00	0.00	1 $\phi 3/8''$	0.71
		Inferior	0.00	17	0.00	0.00	1 $\phi 3/8''$	0.71
	Cen	Superior	0.00	17	0.00	0.00		0.00
		Inferior	0.85	17	0.80	1.36	2 $\phi 3/8''$	1.42
	Der	Superior	1.33	17	5.89	2.50	2 $\phi 1/2''$	2.58
		Inferior	0.00	17	0.00	0.00	1 $\phi 3/8''$	0.71
2	Izq	Superior	1.33	17	5.89	2.50	2 $\phi 1/2''$	2.58
		Inferior	0.00	17	0.00	0.00	1 $\phi 3/8''$	0.71
	Cen	Superior	0.00	17	0.00	0.00		0.00
		Inferior	0.79	17	0.74	1.25	2 $\phi 3/8''$	1.42
	Der	Superior	0.94	17	3.86	1.64	1 $\phi 3/8''$ + 1 $\phi 1/2''$	2.00
		Inferior	0.00	17	0.00	0.00	1 $\phi 3/8''$	0.71
3	Izq	Superior	0.94	17	3.86	1.64	1 $\phi 3/8''$ + 1 $\phi 1/2''$	2.00
		Inferior	0.00	17	0.00	0.00	1 $\phi 3/8''$	0.71
	Cen	Superior	0.00	17	0.00	0.00		0.00
		Inferior	0.27	17	0.25	0.42	1 $\phi 3/8''$	0.71
	Der	Superior	0.00	17	0.00	0.00	1 $\phi 3/8''$	0.71
		Inferior	0.00	17	0.00	0.00	1 $\phi 3/8''$	0.71

### Diseño por Corte

Para realizar la verificación por corte se requiere conocer el diagrama de fuerzas cortantes, el cual se presenta en la figura 40.

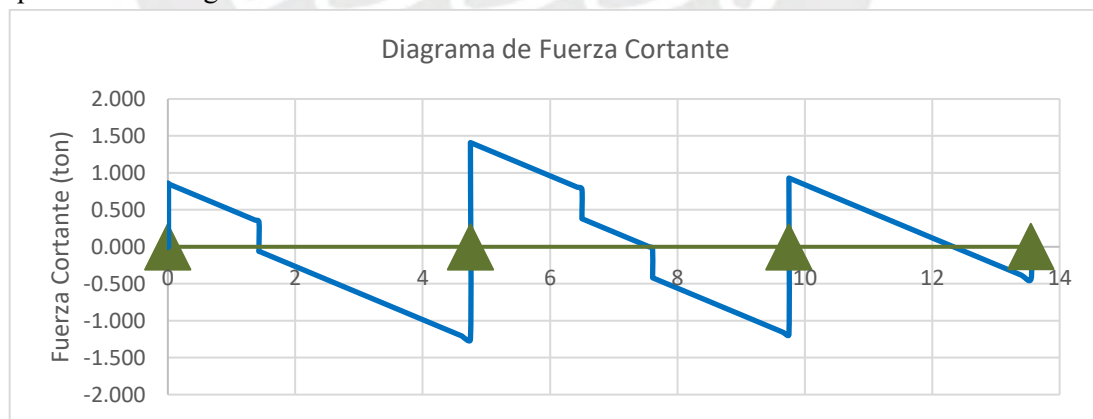


Figura 40: Diagrama de fuerza cortante de la vigueta

Se calcula el aporte del concreto. ( $\phi V_c$ )

$$\phi V_c = 1.1 \cdot 0.85 \cdot (0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d)$$

$$\phi V_c = 1.22 \text{ ton}$$

Se compara el aporte del concreto con las cortantes últimas obtenidas en el diagrama de fuerza cortante. Los resultados se muestran en la tabla 70.

Tabla 70: Verificación por corte

Tramo	Zona	X	Vu	$\phi V_c$	¿Cumple?
		m	ton	ron	
1	Inicio	0.17	0.79	1.22	SI
	Final	4.58	-1.19	-1.22	SI
2	Inicio	4.92	1.35	1.22	NO
	Final	9.58	-1.13	-1.22	SI
3	Inicio	9.92	0.87	1.22	SI
	Final	13.38	-0.38	-1.22	SI

Se puede observar que una sección tiene una cortante más elevada que la resistencia brindada por el concreto, se opta por un ensanche alternado, el cual incrementa la resistencia del concreto ( $\phi V_c$ ) a 3.05 ton, para este caso la longitud del ensanche será de 60 cm.

#### 5.5.4. Ejemplo de diseño de losa aligerada $f'c = 28$ MPa

Se realiza el diseño de la misma vigueta para el edificio de  $f'c = 28$  MPa.

##### Diseño por Flexión

Se utiliza el diagrama de momentos mostrado en la figura 39. Con ello se obtiene los siguientes resultados mostrados en la tabla 71.

Tabla 71: Resultados del diseño por flexión para la vigueta en edificio de  $f'c = 28$  MPa

Tramo	Zona		Mu (ton.m)	d (cm)	a (cm)	As requerido (cm <sup>2</sup> )	Acero instalado	As instalado (cm <sup>2</sup> )
1	Izq	Superior	0.00	17	0.00	0.00	1 $\phi 3/8''$	0.71
		Inferior	0.00	17	0.00	0.00	1 $\phi 3/8''$	0.71
	Cen	Superior	0.00	17	0.00	0.00		0.00
		Inferior	0.60	17	0.80	1.35	2 $\phi 3/8''$	1.42
	Der	Superior	4.16	17	5.89	2.36	2 $\phi 1/2''$	2.58
		Inferior	0.00	17	0.00	0.00	1 $\phi 3/8''$	0.71
2	Izq	Superior	4.16	17	5.89	2.36	2 $\phi 1/2''$	2.58
		Inferior	0.00	17	0.00	0.00	1 $\phi 3/8''$	0.71
	Cen	Superior	0.00	17	0.00	0.00		0.00
		Inferior	0.55	17	0.74	1.24	2 $\phi 3/8''$	1.42
	Der	Superior	2.80	17	3.86	1.59	1 $\phi 3/8''$ + 1 $\phi 1/2''$	2.00
		Inferior	0.00	17	0.00	0.00	1 $\phi 3/8''$	0.71
3	Izq	Superior	2.80	17	3.86	1.59	1 $\phi 3/8''$ + 1 $\phi 1/2''$	2.00
		Inferior	0.00	17	0.00	0.00	1 $\phi 3/8''$	0.71
	Cen	Superior	0.00	17	0.00	0.00		0.00
		Inferior	0.18	17	0.25	0.42	1 $\phi 3/8''$	0.71
	Der	Superior	0.00	17	0.00	0.00	1 $\phi 3/8''$	0.71
		Inferior	0.00	17	0.00	0.00	1 $\phi 3/8''$	0.71



### Diseño por Corte

Para realizar la verificación por corte se utiliza el diagrama de fuerzas cortantes mostrado en la figura 43. Se calcula el aporte del concreto. ( $\phi V_c$ )

$$\phi V_c = 1.1 \cdot 0.85 \cdot (0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d)$$
$$\phi V_c = 1.44 \text{ ton}$$

Se compara el aporte del concreto con las cortantes últimas obtenidas en el diagrama de fuerza cortante. Los resultados se muestran en la tabla 72.

Tabla 72: Verificación por corte

Zona	X	Vu	$\phi V_c$	¿Cumple?
	m	ton	ron	
Inicio	0.17	0.79	1.41	SI
Final	4.58	-1.19	-1.41	SI
Inicio	4.92	1.35	1.41	SI
Final	9.58	-1.13	-1.41	SI
Inicio	9.92	0.87	1.41	SI
Final	13.38	-0.38	-1.41	SI

En este caso todas las secciones cumplen con el corte por lo que no es necesario realizar ningún ensanche.

Los planos de encofrado de ambas propuestas se muestran en los anexos.

### **5.6 Diseño de la zapata más cargada**

El diseño de zapatas aisladas consiste en la comprobar las dimensiones en planta y peralte del elemento empleando la verificación por punzonamiento y por corte. En este sentido, se varían las características de la zapata hasta cumplir con las verificaciones mencionadas previamente. La cantidad y diámetro del acero en la zapata se calcula mediante el diseño por flexión. Cabe mencionar que la resistencia del concreto influye ligeramente en el cálculo de las dimensiones y acero de la cimentación.

#### **5.6.1. Ejemplo 21 MPa**

Se diseñó la cimentación de la columna más cargada. En este caso, se trabaja para la zapata de la columna C-3 (25x95), cuyas cargas se muestran a continuación en la tabla 73

Tabla 73: Cargas de servicio en zapatas

En servicio

Pm (ton)	166.97
Mmx (ton.m)	0.58
Mmy (ton.m)	0.44

Pv (ton)	36.82
Mvx (ton.m)	0.16
Mvy (ton.m)	0.02

Psx (ton)	28.15
Msx (ton.m)	1.64
Psy (ton)	6.11
Msy (ton.m)	0.02

Cabe mencionar que se considera una carga admisible de 35 ton/m<sup>2</sup> para la grava de Lima. Además, se considera un Df de 1.6 metros.

Diseño por punzonamiento:

En la tabla 74 se verifica que la cortante última sea menor que lo que resiste el elemento estructural.

**Tabla 74: Diseño por punzonamiento**

d (cm)	0.60		
Área total (m <sup>2</sup> )	6.82		
Área límite (m <sup>2</sup> )	1.19	b+d (m)	0.85
		h+d (m)	1.40
		perímetro (m)	4.50
Área de análisis (m <sup>2</sup> )	5.63		
V <sub>u</sub> (ton)	286.00		
φV <sub>c</sub> (ton)	407.07		
V <sub>u</sub> < φV <sub>c</sub>	OK		

Diseño por corte:

En la tabla 75 se verifica que la cortante última sea menor que lo que resiste el elemento estructural.

**Tabla 75: Diseño por corte**

Voladizo (m)	1.03		
<i>En X</i>		<i>En Y</i>	
Área tributaria (m <sup>2</sup> )	0.98	Área tributaria (m <sup>2</sup> )	1.32
V <sub>u</sub> (ton)	47.15	V <sub>u</sub> (ton)	63.56
φV <sub>c</sub> (ton)	90.09	φV <sub>c</sub> (ton)	121.43
V <sub>u</sub> < φV <sub>c</sub>	OK	V <sub>u</sub> < φV <sub>c</sub>	OK

Diseño por flexión:

En la tabla 76 se muestran los diseños por flexión para las direcciones X e Y.

**Tabla 76: Diseño por flexión**

<i>En X</i>		<i>En Y</i>	
B (m)	2.30	L (m)	3.10
M <sub>u</sub> (ton.m)	58.28	M <sub>u</sub> (ton.m)	78.56
As(cm <sup>2</sup> )	28.98	As(cm <sup>2</sup> )	39.06
Varillas colocadas	15 φ 5/8"	Varillas colocadas	20 φ 5/8"
As instalado (cm <sup>2</sup> )	30.00	As instalado (cm <sup>2</sup> )	40.00
espaciamiento (cm)	14.00	espaciamiento (cm)	14.00

**5.6.2. Ejemplo 28 MPa**

Se diseñó la cimentación de la columna más cargada. En este caso, se trabaja para la zapata de la columna C-3 (25x80), cuyas cargas se muestran a continuación en la tabla 77.

**Tabla 77: Cargas de servicio en zapatas**

En servicio

Pm (ton)	168.06
Mmx (ton.m)	0.40
Mmy (ton.m)	0.47

Pv (ton)	37.26
Mvx (ton.m)	0.02
Mvy (ton.m)	0.16

Psx (ton)	14.91
Msx (ton.m)	0.01
Psy (ton)	3.17
Msy (ton.m)	0.27

Diseño por punzonamiento:

En la tabla 78 se verifica que la cortante última sea menor que lo que resiste el elemento estructural.

**Tabla 78: Diseño por punzonamiento**

d (cm)	0.60		
Área total (m <sup>2</sup> )	6.82		
Área límite (m <sup>2</sup> )	1.19	b+d (m)	0.85
		h+d (m)	1.40
		perímetro (m)	4.50
Área de análisis (m <sup>2</sup> )	5.63		
Vu (ton)	286.00		
$\phi V_c$ (ton)	407.07		
Vu < $\phi V_c$	OK		

Diseño por corte:

En la tabla 79 se verifica que la cortante última sea menor que lo que resiste el elemento estructural.

**Tabla 79: Diseño por corte**

Voladizo (m)	1.05
--------------	------

En X	
Área tributaria (m <sup>2</sup> )	1.06
Vu (ton)	53.77
$\phi V_c$ (ton)	106.29
Vu < $\phi V_c$	OK

En Y	
Área tributaria (m <sup>2</sup> )	1.31
Vu (ton)	66.35
$\phi V_c$ (ton)	131.17
Vu < $\phi V_c$	OK

Diseño por flexión:

En la tabla 80 se muestran los diseños por flexión para las direcciones X e Y.

**Tabla 80: Diseño por flexión**

En X		En Y	
B (m)	2.35	L (m)	2.9
Mu (ton.m)	65.87	Mu (ton.m)	81.28
As(cm <sup>2</sup> )	29.61	As(cm <sup>2</sup> )	36.54
Varillas colocadas	15 $\phi$ 5/8"	Varillas colocadas	20 $\phi$ 5/8"
As instalado (cm <sup>2</sup> )	30.00	As instalado (cm <sup>2</sup> )	40.00
espaciamento (cm)	14.00	espaciamento (cm)	13.00

Los planos de cimentación para ambas propuestas se muestran en los anexos.

## CAPITULO 6 COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÓMICO

### 6.1 Comparativo Estructural

#### 6.1.1. Derivas

Se realizó el cálculo de las derivas en el análisis sísmico para ambas propuestas estructurales. En la figura 41 se observa cómo varían las derivas para ambas propuestas en la dirección X.

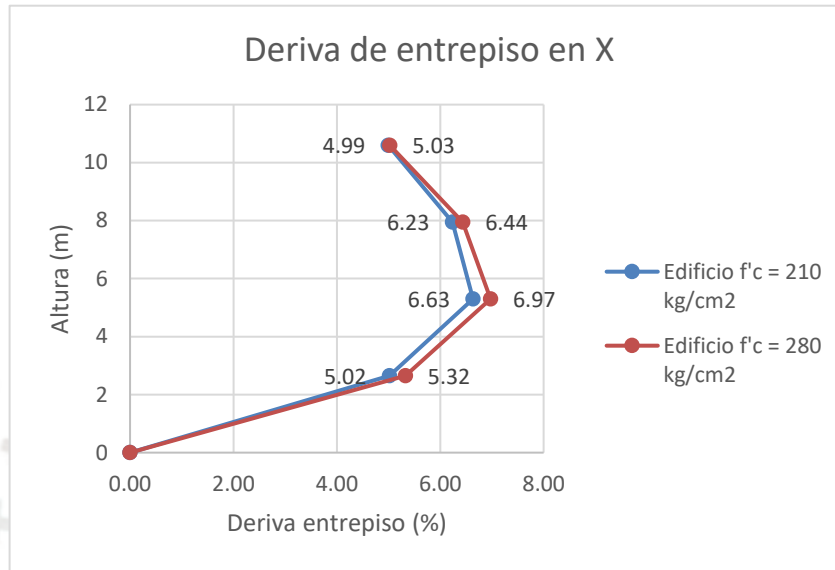


Figura 41: Deriva de entrepiso en X

Se puede observar que todas las derivas cumplen con lo establecido en la tabla 11 de la norma de diseño sismorresistente E.030, la cual permite un máximo de 0.007. Además, que las mayores derivas se dan en el segundo nivel para ambas propuestas y desde ese nivel se cumple que a mayor altura la deriva disminuye. Para una mejor comparación se analiza una variación porcentual con respecto a la primera propuesta (edificio con  $f'c = 21$  MPa). A continuación, en la tabla 81 se muestran los resultados del mencionado análisis.

Tabla 81: Comparación de las derivas en X en ambos edificios

	Derivas en X		Observación	Variación %
	Edificio f'c = 21 MPa	Edificio f'c = 28 MPa		
<b>Piso1</b>	5.02	5.32	Aumenta	6.17
<b>Piso2</b>	6.63	6.97	Aumenta	5.12
<b>Piso3</b>	6.23	6.44	Aumenta	3.27
<b>Piso4</b>	4.99	5.03	Aumenta	0.68

Se observa que las mayores variaciones se presentan en los dos primeros pisos, las cuales superan un 5%. A medida que se incrementa el nivel, se presenta menor variación; es así que, para el último nivel se observa un incremento cercano al 1%.

Para la dirección Y también se realizó el cálculo de las derivas en el análisis sísmico para ambas propuestas estructurales. En la figura 42 se observa como varían las derivas para ambas propuestas en la dirección Y.

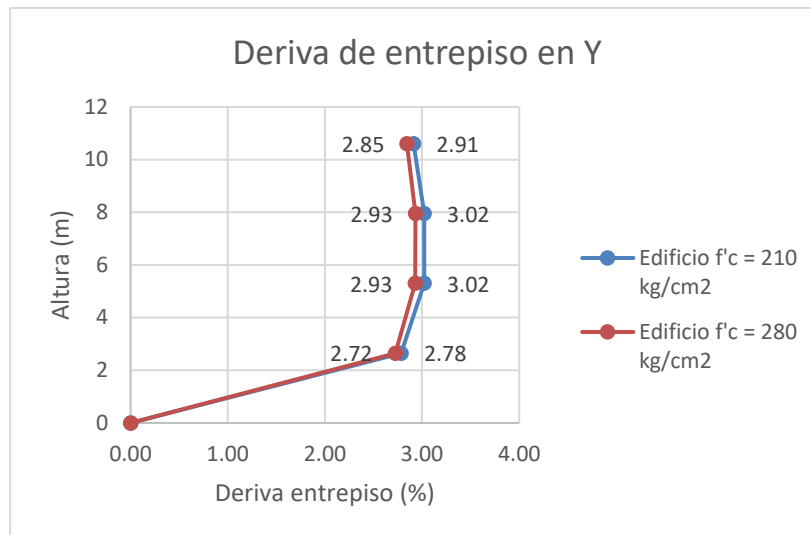


Figura 42: Deriva de entrepiso en Y

Las derivas obtenidas para la dirección Y también cumplen con la máxima de 0.007. Para este caso, se puede observar que las derivas son menores a las que se obtuvieron para la dirección X. Esto se debe a que la configuración en el eje Y es de muros, mientras que para el eje X es un sistema dual. Se analiza una variación porcentual con respecto a la primera propuesta. A continuación, en la tabla 82 se muestra los resultados del mencionado análisis.

Tabla 82: Comparación de las derivas en Y en ambos edificios

	Derivas en Y		Observación	Variación %
	Edificio f'c = 21 MPa	Edificio f'c = 28 MPa		
<b>Piso1</b>	2.78	2.72	Disminuye	2.17
<b>Piso2</b>	3.02	2.93	Disminuye	3.12
<b>Piso3</b>	3.02	2.93	Disminuye	3.00
<b>Piso4</b>	2.91	2.85	Disminuye	2.33

En la propuesta del edificio con  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$  hay una disminución en las derivas de entrepiso. Las mayores variaciones se presentan en los dos primeros pisos, las cuales están alrededor de un valor cercano al 3%.

### 6.1.2. Cortante basal

La distribución por nivel de la cortante basal en las propuestas se presentan en las tablas 83 (eje X) y 84 (eje Y).

Tabla 83: Distribución de cortante basal en X

	Edificio f'c = 21 MPa	Edificio f'c = 28 MPa	Observación	Variación %
Nivel	Vi (ton)	Vi (ton)		
Piso1	25.61	23.73	Disminuye	7.34
Piso2	52.66	48.94	Disminuye	7.08
Piso3	82.56	76.57	Disminuye	7.26
Piso4	70.41	65.14	Disminuye	7.49

Tabla 84: Distribución de la cortante basal en Y

	Edificio f'c = 21 MPa	Edificio f'c = 28 MPa	Observación	Variación %
Nivel	Vi (ton)	Vi (ton)		
Piso1	30.18	29.83	Disminuye	1.15
Piso2	62.06	61.52	Disminuye	0.87
Piso3	97.29	96.25	Disminuye	1.06
Piso4	82.97	81.88	Disminuye	1.31

Se aprecia, en ambas direcciones, que existe una reducción de la distribución de cortantes al emplear un concreto de mayor resistencia debido a la variación del peso del edificio. Asimismo, la reducción de las cortantes es mayor a dirección X debido a la diferencia del periodo en dicha dirección.

### 6.1.3. Ductilidad de secciones

La ductilidad en la estructura refleja la capacidad de esta de incursionar en el rango inelástico. La importancia de esta propiedad radica en que permite asegurar una falla dúctil de la estructura evitando un colapso total de esta. Para realizar la comparación de la ductilidad en secciones, se optó por realizar los diagramas de momento curvatura. Una vez obtenido el diagrama la ductilidad se calculó empleando la siguiente ecuación.

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_{m\acute{a}x}}{\phi_y}$$

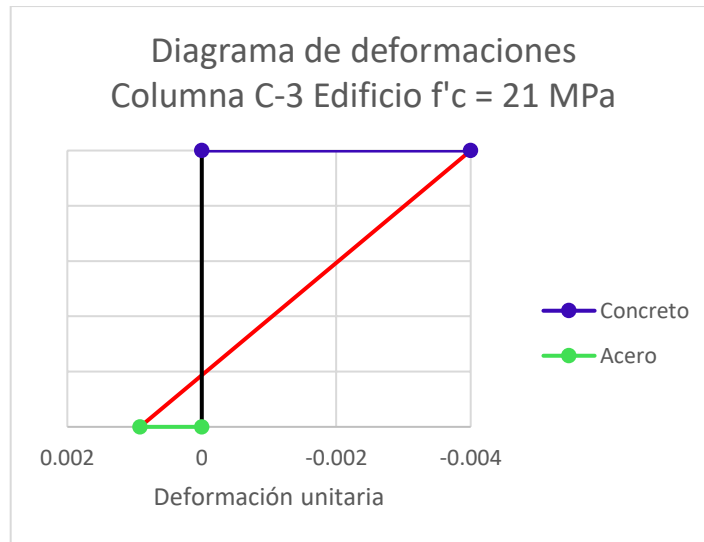
Donde  $\phi_{m\acute{a}x}$  es la curvatura máxima que alcanza la sección y  $\phi_y$  es la curvatura en la cual la sección comienza la fluencia.

#### 6.1.3.1. Columnas

En el caso de columnas se compararon las más esforzadas para ambos casos. Para el edificio f'c = 21 MPa es la columna C-3, mientras que en el edificio f'c = 28 MPa es la columna C-8. En las figuras 43 y 44, se observa un comportamiento frágil para ambos modelos, debido a que el concreto llega a su máxima deformación (0.004) antes de que el acero alcance la deformación de fluencia (0.0021). El comportamiento anteriormente mencionado se justifica por la aplicación de elevadas cargas axiales en dichos elementos.

En este apartado no se realizará la comparación de la ductilidad en las columnas de ambos modelos por el comportamiento anteriormente descrito.



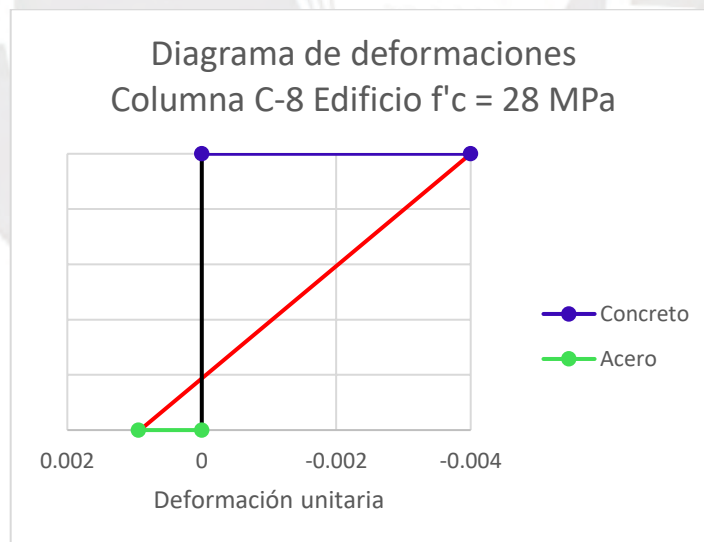


**Figura 43: Diagrama de deformaciones Columna C-3 (21 MPa)**

En la tabla 85 se muestra los valores obtenidos de las deformaciones en el concreto y acero. Se toma en cuenta valores negativos para la compresión y positivos para la tracción.

**Tabla 85: Deformación unitaria en concreto y acero Columna C-3 (21 MPa)**

$\epsilon_c$	$\epsilon_s$
-0.004	0.0009194



**Figura 44: Diagrama de deformaciones Columna C-8 (28 MPa)**

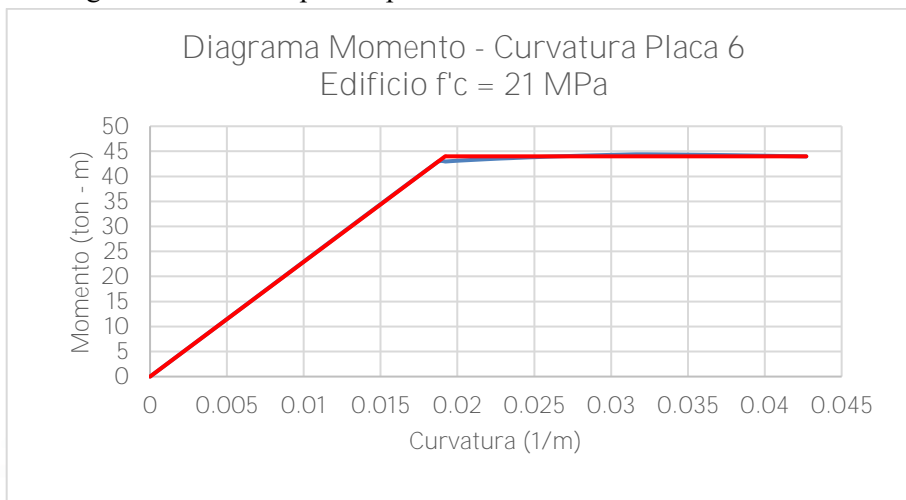
En la tabla 86 se muestra los valores obtenidos de las deformaciones en el concreto y acero. Se toma en cuenta valores negativos para la compresión y positivos para la tracción.

**Tabla 86: Deformación unitaria en concreto y acero Columna C-8 (28 MPa)**

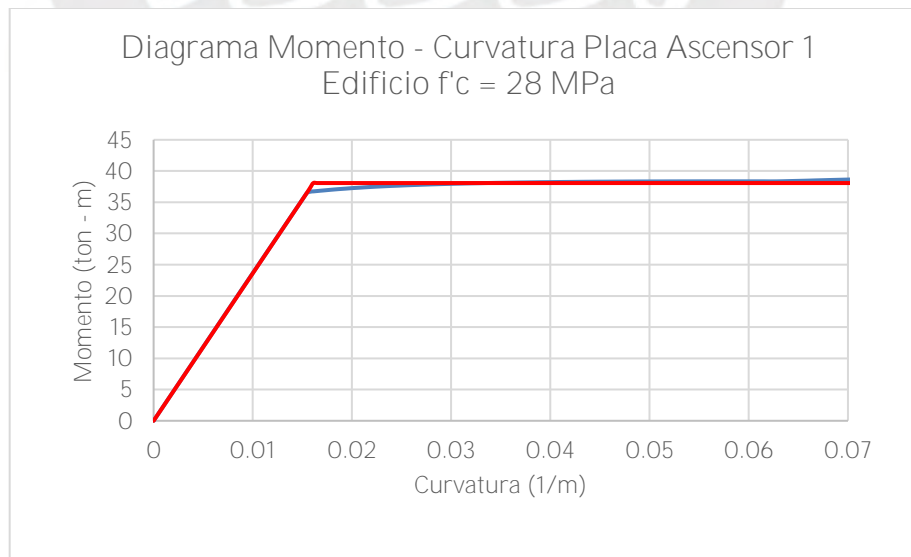
$\epsilon_c$	$\epsilon_s$
-0.004	0.0009422

### 6.1.3.2. Placas

En el caso de placas se comparó las más esforzadas para ambos casos, se comparó Placa 6 del edificio  $f'c = 21$  MPa con Placa Ascensor 1 del edificio  $f'c = 28$  MPa. En las figuras 45 y 46 se muestran los diagramas obtenidos para la placa mencionada.



**Figura 45: Diagrama Momento - Curvatura Placa-6 (21 MPa)**



**Figura 46: Diagrama Momento - Curvatura Placa Ascensor -1 (28 MPa)**

En la tabla 87, se muestran los valores obtenidos para la curvatura de fluencia y la curvatura máxima de la sección.

**Tabla 87: Comparación de curvaturas**

	Edificio $f'c = 21$ MPa	Edificio $f'c = 28$ MPa	Observación	Variación %
$\phi_y$	0.0187	0.0154	Disminuye	17.65
$\phi_{m\acute{a}x}$	0.0427	0.0710	Aumenta	66.28

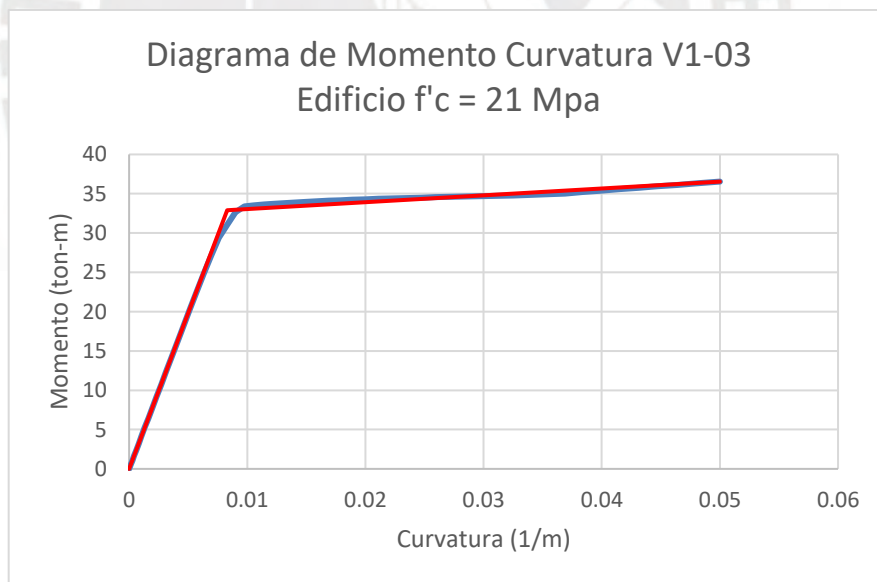
Con los valores obtenidos para ambas propuestas, se calcula la ductilidad de ambas secciones. En la tabla 88 se muestra la comparación.

**Tabla 88: Comparación de ductilidad**

Edificio $f'c = 21$ MPa	Edificio $f'c = 28$ MPa	Observación	Variación %
Ductilidad	Ductilidad		
2.28	4.61	Aumenta	101.91

### 6.1.3.3. Vigas

En el caso de vigas, se comparó la sección crítica de la viga V1-03 de ambas propuestas, en donde hay presencia de acero en compresión. En las figuras 47 y 48, se muestran los diagramas obtenidos para la viga mencionada.



**Figura 47: Diagrama Momento - Curvatura Viga V1-03 (21 MPa)**

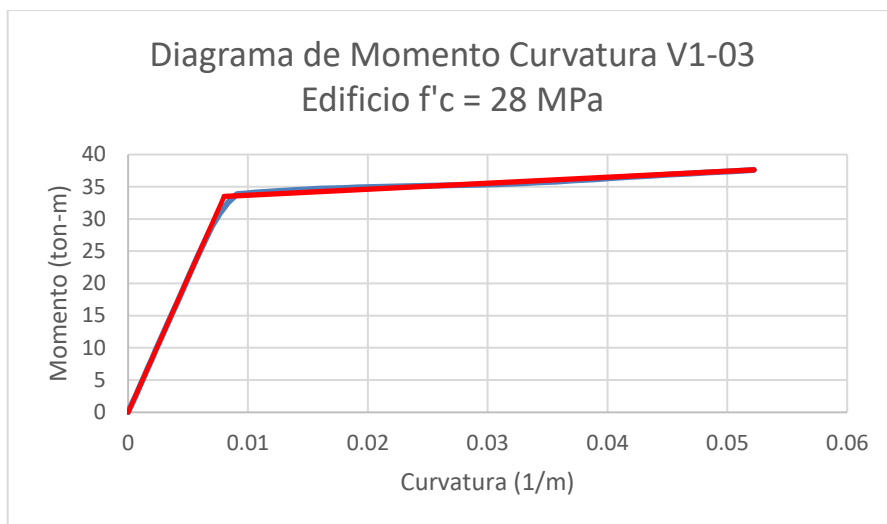


Figura 48: Diagrama Momento - Curvatura Viga V1-03 (28 MPa)

En la tabla 89 se muestran los valores obtenidos para la curvatura de fluencia y la curvatura máxima de la sección.

Tabla 89: Comparación de curvaturas

	Edificio $f'c = 21$ MPa	Edificio $f'c = 28$ MPa	Observación	Variación %
$\Phi_y$	0.008	0.009	Aumenta	2.83
$\Phi_{m\acute{a}x}$	0.050	0.054	Aumenta	7.60

Con los valores obtenidos para ambas propuestas se calcula la ductilidad de ambas secciones. En la tabla 90 se muestra la comparación.

Tabla 90: Comparación de ductilidad

Edificio $f'c = 21$ MPa	Edificio $f'c = 28$ MPa	Observación	Variación %
Ductilidad	Ductilidad		
6.02	6.30	Aumenta	4.64

Se observa que en al incrementar la resistencia a compresión en la sección se incrementó la ductilidad en 4.64%.

#### 6.1.4. Durabilidad del concreto

La durabilidad se relaciona con el grado de ataque de los agentes externos a los elementos estructurales producto de la porosidad del concreto. La porosidad está directamente ligada con la relación w/c de la mezcla de concreto.

En la tabla 91, se observa valores de w/c en relación con la resistencia del concreto para diversos contenidos de aire. Para realizar la comparación de ambas propuestas se toma un promedio de la relación w/c mostradas en la tabla.

Tabla 91: Relación w/c para diversos contenidos de aire total (Fuente: Rivva, 2015)

$f'_{cr}$ (28 días) kg/cm <sup>2</sup>	Relación w/c para diversos contenidos de aire total				Relación w/c promedio
	2%	4%	6%	8%	
210	0.60	0.55	0.51	0.45	0.52
280	0.49	0.45	0.40	0.33	0.42

Según Rivva (2015), por razones de exposición del concreto a procesos de congelación – deshielo o para prevenir procesos de corrosión en el acero de refuerzo, es recomendable emplear relaciones w/c de diseño con valores de 0.40, 0.45 o 0.50 por razón de durabilidad. Por lo tanto, se observa que el edificio de  $f'c = 28$  MPa tiene una mejor respuesta frente a condiciones extremas.

## 6.2 Comparativo Económico

El cálculo de los presupuestos de ambas propuestas se realizó en base a los precios unitarios de concreto, encofrado y acero registrados en la edición mayo 2020 de la revista Costos. Cabe mencionar que no se considera la partida de encofrado en cimentaciones, pues se asume que el suelo de Lima es competente. En general, los resultados finales muestran exceso de 9% de concreto al emplear una resistencia de 28MPa. Sin embargo, este incremento es mermado debido al ahorro de 1% de encofrado y 6% de acero al emplear el concreto de mayor resistencia.

Partida de concreto

### Partida de concreto en vigas:

Se realizó el metrado de concreto en vigas para ambas propuestas mediante el software Revit. Para obtener los costos totales por propuesta se multiplican los metrados por su respectivo precio unitario del material. En la tabla 92 se aprecian los metrados y costo total por piso para cada propuesta.

Tabla 92: Metrados y costo por piso de concreto en vigas

Nivel	Edificio $f'c=21$ MPa				Edificio $f'c=28$ MPa			
	Volumen (m3)	Precio unitario (soles/m3)	Costo por nivel (soles)	Porcentaje	Volumen (m3)	Precio unitario (soles/m3)	Costo por nivel (soles)	Porcentaje
4	18.06	293.04	5,292.30	100%	19.82	315.48	6,252.81	118%
3	21.15		6,197.80	100%	21.49		6,779.67	109%
2	20.76		6,083.51	100%	21.05		6,640.85	109%
1	21.16		6,200.73	100%	21.49		6,779.67	109%
SS	18.51		5,424.17	100%	18.46		5,823.76	107%
S1	22.37		6,555.30	100%	22.74		7,174.02	109%
<b>TOTAL</b>	<b>122.01</b>	-	<b>S/35,753.81</b>	<b>100%</b>	<b>125.05</b>	-	<b>S/39,450.77</b>	<b>110%</b>

Se observa un aumento en el precio unitario de concreto en vigas cuando se emplea un concreto de mayor resistencia. Además, se aprecia un incremento de 10% en el costo total del edificio con  $f'c = 28$ MPa en comparación con la primera propuesta

Partida de concreto en losas aligeradas:

En la tabla 93 se muestra el comparativo económico de losas aligeradas.

**Tabla 93: Metrados y costo por piso de concreto en losa aligerada**

Nivel	Edificio f'c=21MPa				Edificio f'c=28MPa			
	Volumen (m3)	Precio unitario (soles/m3)	Costo por nivel (soles)	Porcentaje	Volumen (m3)	Precio unitario (soles/m3)	Costo por nivel (soles)	Porcentaje
4	22.68	293.04	6,646.15	100%	22.53	315.48	7,107.76	107%
3	18.71		5,482.78	100%	18.59		5,864.77	107%
2	18.75		5,494.50	100%	18.74		5,912.10	108%
1	18.58		5,444.68	100%	18.59		5,864.77	108%
SS	18.16		5,321.61	100%	18.74		5,912.10	111%
S1	26.78		7,847.61	100%	26.78		8,448.55	108%
<b>TOTAL</b>	<b>123.66</b>		<b>-</b>	<b>S/36,237.33</b>	<b>100%</b>		<b>123.97</b>	<b>-</b>

Se observa un aumento en el precio unitario de concreto en losas aligeradas cuando se emplea un concreto de mayor resistencia. Además, se aprecia un incremento de 8% en el costo total del edificio con f'c = 28MPa en comparación con la primera propuesta.

Partida de concreto en columnas:

**Tabla 94: Metrados y costo de concreto en columnas**

Elemento	Edificio f'c=21MPa				Edificio f'c=28MPa			
	Volumen (m3)	Precio unitario (soles/m3)	Costo (soles)	Porcentaje	Volumen (m3)	Precio unitario (soles/m3)	Costo (soles)	Porcentaje
C-1	3.19	312.87	998.06	100%	2.34	335.31	784.63	79%
C-2	2.76		863.52	100%	2.34		784.63	91%
C-3	4.04		1,263.99	100%	3.83		1,284.24	102%
C-4	-		-	-	4.25		1,425.07	-
C-5	3.40		1,063.76	100%	2.55		855.04	80%
C-6	2.76		863.52	100%	2.34		784.63	91%
C-7	2.98		932.35	100%	2.13		714.21	77%
C-8	2.13		666.41	100%	1.49		499.61	75%
C-9	2.12		663.28	100%	1.70		570.03	86%
C-10	1.28		400.47	100%	1.06		355.43	89%
C-11	1.49		466.18	100%	1.06		355.43	76%
C-12	1.70		531.88	100%	1.06		355.43	67%
C-13	1.49		466.18	100%	1.06		355.43	76%
<b>TOTAL</b>	<b>29.34</b>	<b>-</b>	<b>S/9,179.61</b>	<b>100%</b>	<b>27.21</b>	<b>-</b>	<b>S/9,123.79</b>	<b>99%</b>



En la tabla 94, se observa un aumento en el precio unitario de concreto en columnas cuando se emplea un concreto de mayor resistencia. Además, se aprecia una ligera reducción de 1% en el costo total del edificio con  $f'c = 28\text{MPa}$  en comparación con la primera propuesta.

Partida de concreto en placas:

En la tabla 95 se muestra el comparativo económico de placas.

**Tabla 95: Metrados y costo de concreto en placas**

Ubicación	Edificio $f'c=21\text{MPa}$				Edificio $f'c=28\text{MPa}$			
	Volumen (m3)	Precio unitario (soles/m3)	Costo (soles)	Porcentaje	Volumen (m3)	Precio unitario (soles/m3)	Costo (soles)	Porcentaje
PLACA 1	17.01	320.81	5,456.98	100%	17.01	343.25	5,838.68	107%
PLACA 2	17.07		5,476.23	100%	17.07		5,859.28	107%
PLACA 3	12.26		3,933.13	100%	12.26		4,208.25	107%
PLACA 4	12.31		3,949.17	100%	12.31		4,225.41	107%
PLACA 5	5.13		1,645.76	100%	5.13		1,760.87	107%
PLACA 6	8.08		2,592.14	100%	-		-	0%
PLACA ASC 1	9.14		2,932.20	100%	9.14		3,137.31	107%
PLACA ASC 2	9.14		2,932.20	100%	9.14		3,137.31	107%
<b>TOTAL</b>	<b>90.14</b>	<b>-</b>	<b>S/28,917.81</b>	<b>100%</b>	<b>82.06</b>	<b>-</b>	<b>S/28,167.10</b>	<b>97%</b>

Se observa un aumento en el precio unitario de concreto en placas cuando se emplea un concreto de mayor resistencia. Además, se aprecia una reducción de 3% en el costo total del edificio con  $f'c = 28\text{MPa}$  en comparación con la primera propuesta.

Partida de concreto en muros de contención:

En la tabla 96 se muestra el comparativo económico de muros de contención.

**Tabla 96: Metrados y costo de concreto en muros de contención**

Elemento	Edificio $f'c=21\text{MPa}$				Edificio $f'c=28\text{MPa}$			
	Volumen (m3)	Precio unitario (soles/m3)	Costo (soles)	Porcentaje	Volumen (m3)	Precio unitario (soles/m3)	Costo (soles)	Porcentaje
MC1	55.92	460.67	25,760.67	100%	55.92	525.16	29,366.95	114%
MC2	24.07		11,088.33	100%	24.28		12,750.88	115%
MC3	55.92		25,760.67	100%	55.24		29,009.84	113%
MC4	26.66		12,281.46	100%	27.13		14,247.59	116%
<b>TOTAL</b>	<b>162.57</b>	<b>-</b>	<b>S/74,891.12</b>	<b>100%</b>	<b>162.57</b>	<b>-</b>	<b>S/85,375.26</b>	<b>114%</b>

Se observa un aumento en el precio unitario de concreto en muros de contención cuando se emplea un concreto de mayor resistencia. Además, se aprecia un exceso de 14% en el costo total del edificio con  $f'c = 28\text{MPa}$  en comparación con la primera propuesta.

### Partida de concreto en cimentación más cargada

En la tabla 97 se muestra el comparativo económico de la zapata más cargada.

**Tabla 97: Metrados y costo de concreto en la cimentación más cargada**

Elemento	Edificio $f'c=21\text{MPa}$				Edificio $f'c=28\text{MPa}$			
	Volumen (m3)	Precio unitario (soles/m3)	Costo por nivel (soles)	Porcentaje	Volumen (m3)	Precio unitario (soles/m3)	Costo por nivel (soles)	Porcentaje
Z-1	4.99	305.7	1,525.44	100%	4.09	370.8	1,516.57	99%
<b>TOTAL</b>	<b>4.99</b>	<b>-</b>	<b>S/1,525.44</b>	<b>100%</b>	<b>4.09</b>	<b>-</b>	<b>S/1,516.57</b>	<b>99%</b>

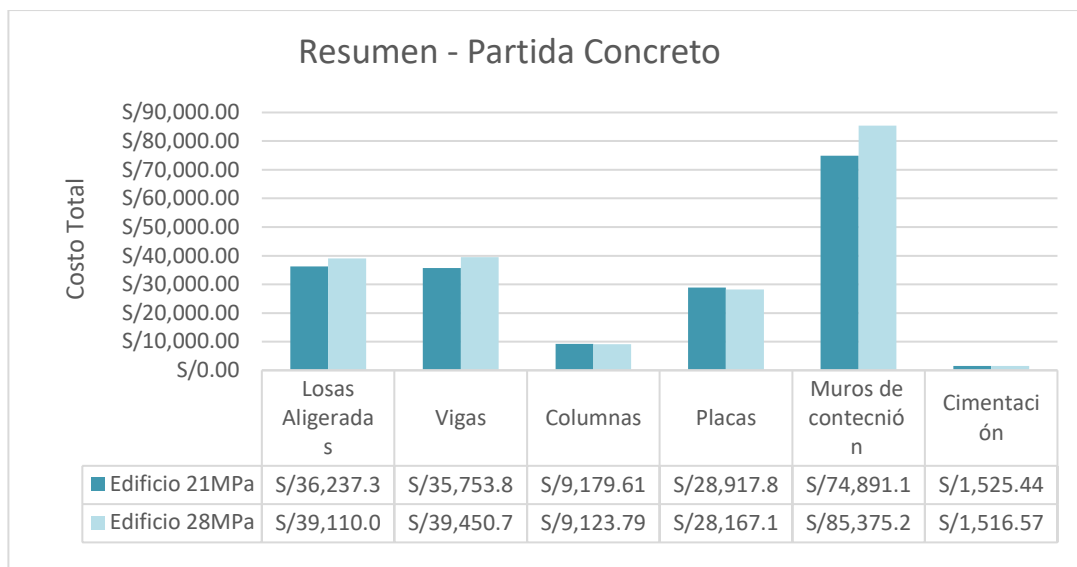
Se observa un aumento en el precio unitario de concreto en zapatas cuando se emplea un concreto de mayor resistencia. Además, se aprecia un ahorro de 1% en el costo total del edificio con  $f'c=28\text{MPa}$  en comparación con la primera propuesta.

### **Resumen**

Para la mayoría de elementos, el empleo de un concreto de mayor resistencia implica un incremento del costo en la partida de concreto. Sin embargo, ello no se cumple para los elementos verticales tales como placas y columnas en donde se observa una disminución del costo. La tabla 98 muestra un resumen comparativo entre las dos propuestas donde se aprecia un exceso total de 9% del costo por el empleo de un concreto de  $f'c = 28 \text{ MPa}$ . En la figura 49 se observa un gráfico de barras para mejor visualización de los resultados.

**Tabla 98: Comparación del costo del concreto en ambas propuestas**

Elemento	Edificio 21MPa		Edificio 28MPa	
	Costo (soles)	Porcentaje	Costo (soles)	Porcentaje
Losas Aligeradas	S/ 36,237.33	100%	S/ 39,110.06	108%
Vigas	S/ 35,753.81	100%	S/ 39,450.77	110%
Columnas	S/ 9,179.61	100%	S/ 9,123.79	99%
Placas	S/ 28,917.81	100%	S/ 28,167.10	97%
Muros de contención	S/ 74,891.12	100%	S/ 85,375.26	114%
Cimentación	S/ 1,525.44	100%	S/ 1,516.57	99%
<b>TOTAL</b>	<b>S/ 186,505.12</b>	<b>100%</b>	<b>S/ 164,155.44</b>	<b>109%</b>



**Figura 49: Comparación económica de la partida de concreto por elementos**

### 6.2.1 Partida de encofrado

Partida de encofrado en vigas:

En la tabla 99 se muestra el comparativo económico de vigas.

**Tabla 99: Metrados y costo por piso de encofrado en vigas**

Nivel	Edificio f'c=21MPa				Edificio f'c=28MPa			
	Área (m <sup>2</sup> )	Precio unitario (soles/m <sup>2</sup> )	Costo por nivel (soles)	Porcentaje	Área (m <sup>2</sup> )	Precio unitario (soles/m <sup>2</sup> )	Costo por nivel (soles)	Porcentaje
4	110.72	66.24	7,334.09	100%	122.26	66.24	8,098.50	110%
3	137.43		9,103.36	100%	137.37		9,099.39	100%
2	132.76		8,794.02	100%	134.43		8,904.64	101%
1	135.18		8,954.32	100%	136.99		9,074.22	101%
SS	119.30		7,902.43	100%	118.47		7,847.45	99%
S1	140.36		9,297.45	100%	142.44		9,435.23	101%
<b>TOTAL</b>	<b>775.75</b>		-	<b>S/51,385.68</b>	<b>100%</b>		<b>791.96</b>	-

Se aprecia que el costo total para cada propuesta es bastante similar debido a que el predimensionamiento de vigas es el mismo en ambos casos y, por tanto, el metrado del encofrado no varía. Cabe mencionar que el precio unitario del encofrado no cambia para las propuestas, por lo que el costo total será parecido.

Partida de encofrado en losas

En la tabla 100 se muestra el comparativo económico de losas aligeradas.

Tabla 100: Metrados y costo por piso de encofrado en losas aligeradas

Nivel	Edificio f'c=21MPa				Edificio f'c=28MPa			
	Área (m2)	Precio unitario (soles/m2)	Costo por nivel (soles)	Porcentaje	Área (m2)	Precio unitario (soles/m2)	Costo por nivel (soles)	Porcentaje
4	259.16	50.27	17,166.76	100%	257.53	50.27	17,058.79	99%
3	213.81		14,162.77	100%	212.47		14,074.01	99%
2	214.33		14,197.22	100%	214.21		14,189.27	100%
1	212.38		14,068.05	100%	212.47		14,074.01	100%
SS	207.50		13,744.80	100%	214.19		14,187.95	103%
S1	306.06		20,273.41	100%	306.02		20,270.76	100%
<b>TOTAL</b>	<b>1413.24</b>		<b>-</b>	<b>S/93,613.02</b>	<b>100%</b>		<b>1416.89</b>	<b>-</b>

Se aprecia que el costo total para cada propuesta es bastante similar debido a que el predimensionamiento de losas es el mismo en ambos casos y, por tanto, el metrado del encofrado no varía. Cabe mencionar que el precio unitario del encofrado no cambia para las propuestas, por lo que el costo total será el mismo.

Partida de encofrado en columnas

En la tabla 101 se muestra el comparativo económico de columnas.

Tabla 101: Metrados y costo de encofrado en columnas

Elemento	Edificio f'c=21MPa				Edificio f'c=28MPa			
	Área (m2)	Precio unitario (soles/m2)	Costo (soles)	Porcentaje	Área (m2)	Precio unitario (soles/m2)	Costo (soles)	Porcentaje
C-1	34.00	57.51	1,955.34	100%	27.20	57.51	1,564.27	80%
C-2	30.60		1,759.81	100%	27.20		1,564.27	89%
C-3	40.80		2,346.41	100%	39.10		2,248.64	96%
C-4	-		-	-	42.50		2,444.18	-
C-5	35.70		2,053.11	100%	28.90		1,662.04	81%
C-6	30.60		1,759.81	100%	27.20		1,564.27	89%
C-7	32.30		1,857.57	100%	25.50		1,466.51	79%
C-8	25.50		1,466.51	100%	20.40		1,173.20	80%
C-9	25.50		1,466.51	100%	22.10		1,270.97	87%
C-10	18.70		1,075.44	100%	17.00		977.67	91%
C-11	20.40		1,173.20	100%	17.00		977.67	83%
C-12	22.10		1,270.97	100%	17.00		977.67	77%
C-13	20.40		1,173.20	100%	17.00		977.67	83%
<b>TOTAL</b>	<b>336.60</b>	<b>-</b>	<b>S/19,357.87</b>	<b>100%</b>	<b>328.10</b>	<b>-</b>	<b>S/18,869.03</b>	<b>97%</b>

Se aprecia una reducción de 3% en el costo total del edificio con  $f'c = 28\text{MPa}$  en comparación con la primera propuesta.

Partida de encofrado en placas:

En la tabla 102 se muestra el comparativo económico de placas.

**Tabla 102: Metrados y costo de encofrado en placas**

Elemento	Edificio $f'c=21\text{MPa}$				Edificio $f'c=28\text{MPa}$			
	Área (m <sup>2</sup> )	Precio unitario (soles/m <sup>2</sup> )	Costo (soles)	Porcentaje	Área (m <sup>2</sup> )	Precio unitario (soles/m <sup>2</sup> )	Costo (soles)	Porcentaje
PLACA 1	141.40	56.53	7,993.34	100%	141.40	56.53	7,993.34	100%
PLACA 2	141.83		8,017.65	100%	141.83		8,017.65	100%
PLACA 3	103.46		5,848.59	100%	103.46		5,848.59	100%
PLACA 4	103.88		5,872.34	100%	103.88		5,872.34	100%
PLACA 5	46.43		2,624.69	100%	46.43		2,624.69	100%
PLACA 6	73.10		4,132.34	100%	0.00		-	0%
PLACA ASC 1	81.60		4,612.85	100%	81.60		4,612.85	100%
PLACA ASC 2	81.60		4,612.85	100%	81.60		4,612.85	100%
<b>TOTAL</b>	<b>773.30</b>	<b>-</b>	<b>S/43,714.65</b>	<b>100%</b>	<b>700.20</b>	<b>-</b>	<b>S/39,582.31</b>	<b>91%</b>

Se aprecia una reducción de 9% en el costo total del edificio con  $f'c = 28\text{MPa}$  en comparación con la primera propuesta.

Partida de encofrado en muros de contención:

En la tabla 103 se muestra el comparativo económico de muros de contención.

**Tabla 103: Metrados y costo de encofrado en muros de contención**

Elemento	Edificio $f'c=21\text{MPa}$				Edificio $f'c=28\text{MPa}$			
	Área (m <sup>2</sup> )	Precio unitario (soles/m <sup>2</sup> )	Costo (soles)	Porcentaje	Área (m <sup>2</sup> )	Precio unitario (soles/m <sup>2</sup> )	Costo (soles)	Porcentaje
MC1	192.00	47.38	9,096.96	100%	192.00	47.38	9,096.96	100%
MC2	82.62		3,914.54	100%	82.62		3,914.54	100%
MC3	192.00		9,096.96	100%	192.00		9,096.96	100%
MC4	91.46		4,333.37	100%	91.46		4,333.37	100%
<b>TOTAL</b>	<b>558.08</b>	<b>-</b>	<b>S/26,441.83</b>	<b>100%</b>	<b>558.08</b>	<b>-</b>	<b>S/26,441.83</b>	<b>100%</b>

Se aprecia que el costo total para cada propuesta es bastante similar debido a que el dimensionamiento de muros es el mismo en ambos casos y, por tanto, el metrado del encofrado no varía. Cabe mencionar que el precio unitario del encofrado no cambia para las propuestas, por lo que el costo total será el mismo.

### Resumen

Para la mayoría de elementos, el empleo de un concreto de mayor resistencia no influye en el costo total de la partida de encofrado. Sin embargo, ello no se cumple para los elementos verticales tales como placas y columnas en donde se observa una disminución del costo. La tabla 104 muestra un resumen comparativo entre las dos propuestas donde se aprecia una reducción total de 1% del costo por el empleo de un concreto de  $f'c = 28\text{MPa}$ . En la figura 50 se observa un gráfico de barras para mejor visualización de los resultados.

Tabla 104: Comparación del costo del encofrado en ambas propuestas

Elemento	Edificio 21MPa		Edificio 28MPa	
	Costo (S/.)	Porcentaje	Costo (S/.)	Porcentaje
<b>Losa aligerada</b>	S/93,613.0176	100%	S/93,854.7936	100%
<b>Vigas</b>	S/51,385.68	100%	S/52,459.4304	102%
<b>Columnas</b>	S/19,357.866	100%	S/18,869.031	97%
<b>Placas</b>	S/43,714.649	100%	S/39,582.306	91%
<b>Muros de contención</b>	S/26,441.8304	100%	S/26441.8304	100%
<b>TOTAL</b>	<b>S/234,513.043</b>	<b>100%</b>	<b>S/231,207.3914</b>	<b>99%</b>

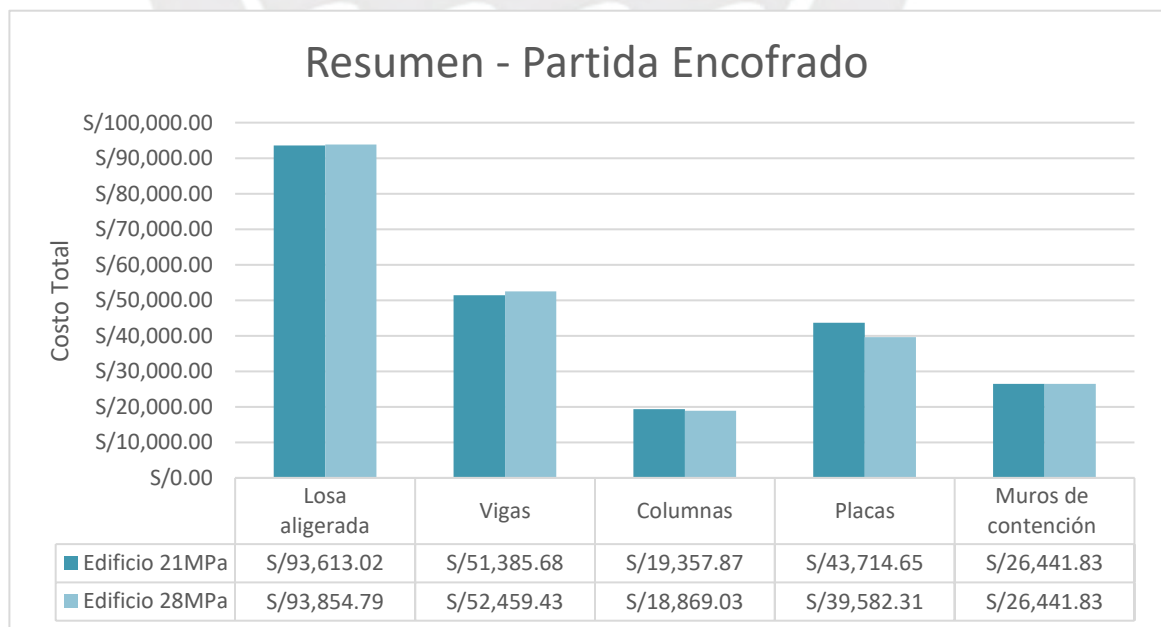


Figura 50: Comparación económica de la partida de encofrado por elementos



## 6.2.2 Partida de acero

### Partida de acero en vigas:

En la tabla 105 se muestra el comparativo económico de vigas.

Tabla 105: Metrados y costo por piso de acero en vigas

Nivel	Edificio f'c=21MPa				Edificio f'c=28MPa			
	Peso (kg)	Precio unitario (soles/kg)	Costo por nivel (soles)	Porcentaje	Peso (kg)	Precio unitario (soles/kg)	Costo (soles)	Porcentaje
4	2,171.16	4.01	8,706.35	100%	2,176.02	4.01	8,725.84	100%
3	2,793.78		11,203.06	100%	2,778.31		11,141.02	99%
2	2,838.94		11,384.15	100%	2,756.35		11,052.96	97%
1	2,785.42		11,169.53	100%	2,784.30		11,165.04	100%
SS	2,220.19		8,902.96	100%	2,246.05		9,006.66	101%
S1	2,526.03		10,129.38	100%	2,543.02		10,197.51	101%
<b>TOTAL</b>	<b>15,335.52</b>	-	<b>S/61,495.44</b>	<b>100%</b>	<b>15,284.05</b>	-	<b>S/61,289.04</b>	<b>100%</b>

Se aprecia un parecido del costo total del edificio con f'c = 28MPa con la primera propuesta.

### Partida de acero en losas

En la tabla 106 se muestra el comparativo económico de losas aligeradas.

Tabla 106: Metrados y costo por piso de acero en losas aligeradas

Nivel	Edificio f'c=21MPa				Edificio f'c=28MPa			
	Peso (kg)	Precio unitario (soles/kg)	Costo por nivel (soles)	Porcentaje	Peso (kg)	Precio unitario (soles/kg)	Costo por nivel (soles)	Porcentaje
4	691.05	4.01	2,771.11	100%	689.22	4.01	2,763.77	100%
3	616.10		2,470.56	100%	574.38		2,303.26	93%
2	633.29		2,539.49	100%	580.58		2,328.13	92%
1	613.93		2,461.86	100%	574.38		2,303.26	94%
SS	633.29		2,539.49	100%	580.58		2,328.13	92%
S1	878.12		3,521.26	100%	747.53		2,997.60	85%
<b>TOTAL</b>	<b>4,065.78</b>	-	<b>S/16,303.78</b>	<b>100%</b>	<b>3,746.67</b>	-	<b>S/15,024.15</b>	<b>92%</b>

Se aprecia una reducción de 8% en el costo total del edificio con f'c = 28MPa en comparación con la primera propuesta.

Partida de acero en columnas

En la tabla 107 se muestra el comparativo económico de columnas.

Tabla 107: Metrados y costo de acero en columnas

Elemento	Edificio f'c=21MPa				Edificio f'c=28MPa			
	Peso (kg)	Precio unitario (soles/kg)	Costo (soles)	Porcentaje	Peso (kg)	Precio unitario (soles/kg)	Costo (soles)	Porcentaje
C-1	629.35	4.01	2,523.69	100%	416.84	4.01	1,671.53	66%
C-2	511.15		2,049.71	100%	421.80		1,691.42	83%
C-3	884.97		3,548.73	100%	661.14		2,651.17	75%
C-4	-		-	-	741.65		2,974.02	-
C-5	653.45		2,620.33	100%	506.21		2,029.90	77%
C-6	517.99		2,077.14	100%	420.36		1,685.64	81%
C-7	518.49		2,079.14	100%	394.97		1,583.83	76%
C-8	415.09		1,664.51	100%	298.64		1,197.55	72%
C-9	415.09		1,664.51	100%	304.81		1,222.29	73%
C-10	216.08		866.48	100%	209.36		839.53	97%
C-11	298.64		1,197.55	100%	209.36		839.53	70%
C-12	305.66		1,225.70	100%	209.31		839.33	68%
C-13	223.01		894.27	100%	208.84		837.45	94%
<b>TOTAL</b>	<b>5,588.97</b>	<b>-</b>	<b>S/22,411.77</b>	<b>100%</b>	<b>5,003.29</b>	<b>-</b>	<b>S/20,063.19</b>	<b>90%</b>

Se aprecia una reducción de 10% en el costo total del edificio con f'c = 28MPa en comparación con la primera propuesta.

Partida de acero en placas

En la tabla 108 se muestra el comparativo económico de placas.

Tabla 108: Metrados y costo de acero en placas

Elemento	Edificio f'c=21MPa				Edificio f'c=28MPa			
	Peso (kg)	Precio unitario (soles/kg)	Costo (soles)	Porcentaje	Peso (kg)	Precio unitario (soles/kg)	Costo por nivel (soles)	Porcentaje
PLACA 1	1,675.03	4.01	6,716.87	100%	1,678.71	4.01	6,731.63	100%
PLACA 2	1,679.74		6,735.76	100%	1,671.02		6,700.79	99%
PLACA 3	1,285.96		5,156.70	100%	1,283.83		5,148.16	100%
PLACA 4	1,283.45		5,146.63	100%	1,289.25		5,169.89	100%
PLACA 5	588.63		2,360.41	100%	585.47		2,347.73	99%
PLACA 6	1,262.03		5,060.74	100%	-		-	0%
PLACA ASC 1	1,133.05		4,543.53	100%	1,089.29		4,368.05	96%
PLACA ASC 2	1,142.10		4,579.82	100%	1,107.88		4,442.60	97%
<b>TOTAL</b>	<b>10,049.99</b>	<b>-</b>	<b>S/40,300.46</b>	<b>100%</b>	<b>8,705.45</b>	<b>-</b>	<b>S/34,908.85</b>	<b>87%</b>

Se aprecia una reducción de 13% en el costo total del edificio con  $f'c = 28\text{MPa}$  en comparación con la primera propuesta.

#### Partida de acero en muros de contención

En la tabla 109 se muestra el comparativo económico de muros de contención.

**Tabla 109: Metrados y costo de acero en muros de contención**

Elemento	Edificio $f'c=21\text{MPa}$				Edificio $f'c=28\text{MPa}$			
	Peso (kg)	Precio unitario (soles/kg)	Costo (soles)	Porcentaje	Peso (kg)	Precio unitario (soles/kg)	Costo (soles)	Porcentaje
MC1	1,876.55	4.01	7,524.97	100%	1,880.75	4.01	7,541.81	100%
MC2	812.59		3,258.49	100%	814.46		3,265.98	100%
MC3	1,886.40		7,564.46	100%	1,884.58		7,557.17	100%
MC4	885.69		3,551.62	100%	893.40		3,582.53	101%
<b>TOTAL</b>	<b>5,461.23</b>	-	<b>S/21,899.53</b>	<b>100%</b>	<b>5,473.19</b>	-	<b>S/21,947.49</b>	<b>100%</b>

Se aprecia que los costos totales para ambas propuestas son similares.

#### Partida de acero en cimentación más cargada

En la tabla 110 se muestra el comparativo económico de la zapata más cargada.

**Tabla 110: Metrados y costo de acero en la cimentación más cargada**

Elementos	Edificio $f'c=21\text{MPa}$				Edificio $f'c=28\text{MPa}$			
	Peso (kg)	Precio unitario (soles/kg)	Costo (soles)	Porcentaje	Peso (kg)	Precio unitario (soles/kg)	Costo (soles)	Porcentaje
Z-1	148.80	4.01	596.69	100%	180.11	4.01	722.24	121%
<b>TOTAL</b>	<b>148.80</b>	-	<b>S/596.69</b>	<b>100%</b>	<b>180.11</b>	-	<b>S/722.24</b>	<b>121%</b>

### **Resumen**

Para la mayoría de elementos, el empleo de un concreto de mayor resistencia implica una reducción en el costo de la partida de acero. En relación con esto, las reducciones son más significativas para los elementos verticales tales como las columnas y placas. La tabla 111 muestra un resumen comparativo entre las dos propuestas donde se aprecia una reducción total de 6% del costo por el empleo de un concreto de  $f'c = 28\text{MPa}$ . En la figura 51 se observa un gráfico de barras para mejor visualización de los resultados.

Tabla 111: Comparación del costo del acero en ambas propuestas

Elemento	Edificio f'c=21MPa		Edificio f'c=28MPa	
	Costo (S/.)	Porcentaje	Costo (S/.)	Porcentaje
<b>Losa aligerada</b>	S/ 16,303.78	100%	S/ 15,024.15	92%
<b>Vigas</b>	S/ 61,495.44	100%	S/ 61,289.04	100%
<b>Columnas</b>	S/ 22,411.77	100%	S/ 20,063.19	90%
<b>Placas</b>	S/ 40,300.46	100%	S/ 34,908.85	87%
<b>Muros de contención</b>	S/ 21,899.53	100%	S/ 21,947.49	100%
<b>Cimentación</b>	S/ 596.6	100%	S/ 722.24	121%
<b>TOTAL</b>	<b>S/ 163,007.66</b>	<b>100%</b>	<b>S/ 153,954.97</b>	<b>94%</b>



Figura 51: Comparación económica de la partida de acero por elementos

## Resumen económico

Finalmente, en la figura 52 se muestra un resumen comparativo que incluye las tres partidas analizadas (concreto, encofrado y acero). En esta se observa un incremento en el costo del concreto al emplear un  $f'c = 28\text{MPa}$ . Sin embargo, este incremento es controlado por las reducciones en los costos de las partidas de encofrado y acero producto de la mejora en la resistencia.

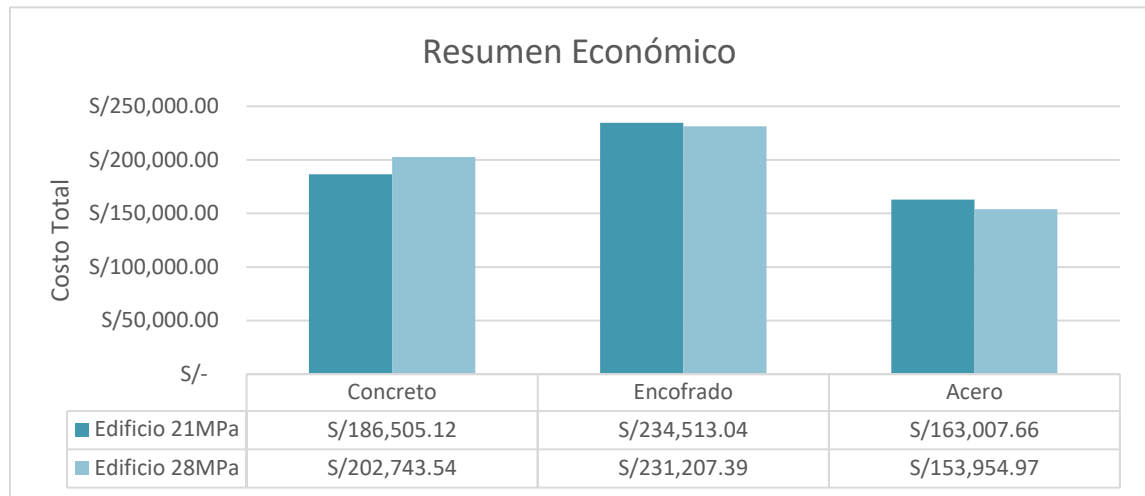


Figura 52: Comparación económica entre ambos edificios

### 6.3 Comparación de propuestas usando Choosing By Advantages (CBA)

El análisis comparativo técnico económico entre las propuestas trabajadas en los capítulos anteriores se realiza mediante el Choosing By Advantages, el cual es una herramienta multicriterio que permite seleccionar, de forma más transparente, la alternativa más ventajosa. Se evalúan factores estructurales y arquitectónicos para posteriormente contrastarlos con los resultados económicos. A continuación, se describen los factores evaluados con la justificación del criterio empleado:

#### a. Deriva máxima

Se analizan las derivas máximas en las direcciones X e Y. Para ambos casos es preferible optar por derivas menores con la finalidad de no exceder el valor máximo de 0.007 establecido en la norma E.030.

#### b. Cortante basal estática

Se analiza la cortante basal en las direcciones X e Y. Para ambos casos es preferible optar por valores mínimos con la finalidad de que los entresijos reciban menores fuerzas producto de la distribución de la cortante basal. Se tiene como referencia un valor de cortante basal estática obtenido al utilizar la fórmula de la norma E.030 empleando las siguientes simplificaciones: periodo  $T = 0.4$  s y carga de  $1 \text{ ton/m}^2$ , la cual da un peso de 1240 ton a la edificación.

c. Ductilidad de secciones

Se analiza la ductilidad de las secciones de los principales elementos estructurales tales como columnas, placas y vigas. En todos los casos es conveniente optar por valores altos de ductilidad con la finalidad de permitir mayores desplazamientos en el rango inelástico. Se tiene como referencia una ductilidad de 3 para elementos verticales y 6 para vigas, debido a la presencia de un sistema estructural de muros.

d. Durabilidad

Se analiza la durabilidad de los elementos estructurales producto del empleo de diferentes calidades de concreto. En general, es conveniente tener elementos más durables y que su afectación por agentes externos sea mínima. En este caso se asumen un valor máximo de w/c de 0.50, según la recomendación mencionada en la comparación estructural.

e. Espacio Arquitectónico

También es importante analizar el grado de utilización de los espacios velando por la comodidad de los usuarios cuando hagan uso de estos. En general, es preferible ambientes más amplios para aprovechar la utilización de la mayor área posible.

Para poder determinar el nivel de importancia de cada factor, se evalúa asignando valores del 10 al 100 donde 10 representa una menor importancia y 100 una mayor relevancia del factor en el CBA. En la presente investigación se realizó encuestas a especialistas, los resultados de estas se muestran en la tabla 112. Se aprecia los puntajes promedio por factor, los cuales serán empleados en el análisis por CBA.

Tabla 112: Asignación de puntajes por cada factor

Factor	Especialista									Promedio	Puntajes por factor
	1	2	3	4	5	6	7	9			
Deriva Máxima X	90	90	60	100	100	100	100	100	92.50	100	
Deriva Máxima Y	60	90	60	100	100	100	100	100	88.75	96	
Cortante basal X	80	65	90	90	95	75	75	95	83.13	90	
Cortante basal Y	80	65	90	90	95	75	75	95	83.13	90	
Ductilidad en placas	90	90	90	90	100	95	90	95	92.50	100	
Ductilidad en vigas	70	80	100	90	80	85	80	80	83.13	90	
Durabilidad	80	70	70	80	95	90	70	95	81.25	88	
Espacio Arquitectónico	80	75	90	10	50	95	60	100	70.00	76	

En la tabla 113 se muestra la aplicación del CBA para la elección de la mejor propuesta. Se aprecia que la alternativa 1 obtuvo un puntaje de 317, mientras que la alternativa 2 obtuvo un puntaje de



638. Además, se observa que el costo total de la alternativa 2 es ligeramente mayor que la primera. Sin embargo, este incremento económico no es comparable con los beneficios estructurales que el empleo de un concreto de mayor resistencia aporta a la estructura. Es por ello que se opta por nombrar a la alternativa 2 (Edificio  $f'c = 28\text{MPa}$ ) como la más conveniente en términos técnico-económicos.

**Tabla 113: Análisis por Choosing By Advantage**

Categoría	Id	Factores y Criterios	Atributo	Alternativa 1: Edificio 21MPa	Alternativa 2: Edificio 28MPa	Estándares de Criterios
ESTRUCTURALES	1	Deriva Máxima X	Adimensional	At: 6.63	At: 6.97	At: Est: 7
		Crit: Menos es mejor		Vent: <b>0.37</b> 100.00	Vent: <b>0.03</b> 8.00	
	2	Deriva Máxima Y	Adimensional	At: 3.02	At: 2.93	At: Est: 7
		Crit: Menos es mejor		Vent: <b>3.98</b> 94.00	Vent: <b>4.07</b> 96	
	3	Cortante basal X	Toneladas	At: 231.25	At: 214.37	At: Est: 246.03
		Crit: Menos es mejor		Vent: <b>14.78</b> 42.00	Vent: <b>31.66</b> 90	
	4	Cortante basal Y	Toneladas	At: 272.49	At: 269.48	At: Est: 287.04
	Crit: Menos es mejor	Vent: <b>14.55</b> 75.00		Vent: <b>17.56</b> 90		
5	Ductilidad en placas	Adimensional	At: 2.28	At: 4.61	At: Est: 3	
	Crit: Mayor es mejor		Vent: <b>0.00</b> 0.00	Vent: <b>1.61</b> 100		
6	Ductilidad en vigas	Adimensional	At: 6.02	At: 6.3	At: Est: 6	
	Crit: Mayor es mejor		Vent: <b>0.02</b> 6.00	Vent: <b>0.30</b> 90.00		
7	Durabilidad	Sin indicador	At: 0.52	At: 0.45	At: Est: 0.50	
	Crit: a/c menor es mejor		Vent: <b>0.00</b> 0	Vent: <b>0.05</b> 88		
ARQ	8	Espacio Arquitectónico	Sin indicador	At: Es menos amplio	At: Es más amplio	At: Est: Más amplio
		Crit: Mayor es mejor		Vent: <b>0.00</b> 0	Vent: <b>1.00</b> 76	
<b>PUNTAJE</b>				<b>317.00</b>	<b>638.00</b>	
<b>COSTO</b>				<b>S/ 584,025.83</b>	<b>S/ 587,905.90</b>	

## CAPITULO 7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De la comparación de resultados estructurales realizada en esta investigación se puede concluir lo siguiente.

- La diferencia entre los valores de rigidez en ambos edificios se relaciona con las derivas obtenidas, pues a mayor rigidez se tienen menores derivas entrepiso. Para el caso analizado, los factores que influyen a la variación de rigidez son dos el módulo de elasticidad del concreto, el cual tiene una relación directamente proporcional a la resistencia a compresión del material, y la configuración estructural de la edificación. Analizando el módulo de elasticidad del concreto, este se incrementa en la segunda propuesta (edificio de  $f'c = 28$  MPa) en un 15.47% con respecto al valor que se obtiene en el edificio de  $f'c = 21$  MPa, tal como se puede observar en la tabla 114.

Tabla 114: Módulo de elasticidad del concreto (MPa)

Módulo de Elasticidad (MPa)		Observación	Variación %
Edificio $f'c = 21$ MPa	Edificio $f'c = 28$ MPa		
21737.07	25099.80	Aumenta	15.47

Si la estructuración fuera similar en ambos casos, este parámetro podría determinar cuál de las propuestas es más rígida y por lo tanto tiene una menor deriva, tal como sucede en el caso analizado para la dirección Y. Sin embargo, la estructuración en X es distinta pues se cuenta con una placa más en el edificio de  $f'c = 21$  MPa. Este elemento aporta mayor rigidez a la estructura a comparación del incremento de la resistencia a compresión realizado. Es por ello que en la primera propuesta se observan menores derivas en X.

- Si bien el peso sísmico influye en la cortante basal, hay otros parámetros que tienen mayor relevancia como, por ejemplo, el periodo. Ello se puede observar en la tabla 115, en la cual se aprecia una mayor variación de la cortante en la dirección X, donde hay un cambio significativo de periodo.

Tabla 115: Cortante basal estática en ambas propuestas

	Edificio $f'c = 21$ MPa	Edificio $f'c = 28$ MPa	Observación	Variación %
	V basal (ton)	V basal (ton)		
Dirección X	231.25	214.37	Disminuye	7.30
Dirección Y	272.49	269.48	Disminuye	1.10

Los periodos en la dirección X en ambas estructuras son mayores al  $T_p$  definido en la norma E.030, por lo que son inversamente proporcionales al factor de amplificación sísmica (C). En la primera estructura (edificio  $f'c = 21$  MPa) se espera tener un menor periodo y por lo tanto un mayor C, y de esta manera se obtiene una cortante basal mayor. En las tablas 116 y 117 se observa la variación de periodo en X y del valor de C respectivamente.

**Tabla 116: Periodo en la dirección X en ambas propuestas**

Edificio $f'c = 21 \text{ MPa}$	Edificio $f'c = 28 \text{ MPa}$	Observación	Variación %
T	T		
0.404	0.431	Aumenta	6.68

**Tabla 117: Factor de amplificación sísmico C en la dirección X en ambas propuestas**

Edificio $f'c = 21 \text{ MPa}$	Edificio $f'c = 28 \text{ MPa}$	Observación	Variación %
C	C		
2.48	2.32	Disminuye	6.26

Asimismo, de los resultados del comparativo económico realizados, se concluye lo siguiente

- Los elementos verticales tales como columnas y placas son mayormente influenciados en ahorro en las partidas de concreto y encofrado al emplear un concreto de mayor resistencia (28MPa) a comparación de uno de resistencia convencional (21MPa). La razón de lo mencionado previamente es debido a la reducción de las dimensiones de los elementos verticales en la etapa de predimensionamiento producto de la modificación de la resistencia del concreto.
- La resistencia del concreto influye considerablemente en la verificación de la deriva máxima establecida por la norma E.030, pues permite reducir dimensiones de los elementos verticales. Incluso, este factor permite reemplazar placas, cuyo costo de ejecución es mayor, por columnas sin afectar los requerimientos establecidos por la Norma Sismorresistente.
- Entre las tres partidas analizadas en la investigación, la partida de acero es la que tiene mayor impacto económico debido a su ahorro al emplear un concreto de mayor resistencia. El ahorro total que se genera en esta partida es del 6% considerando losas aligeradas, vigas, columnas y placas.
- Los diseños de acero por flexocompresión en los elementos verticales tales como columnas y placas son influenciados considerablemente al variar la resistencia del concreto. Para las columnas se aprecia un ahorro en la partida de acero de hasta 10%, mientras que en las placas el ahorro alcanza hasta un 13% del costo empleando una resistencia convencional de 21MPa.

Del análisis por CBA se concluye lo siguiente:

- Los resultados obtenidos de la comparación empleando en CBA comprueban la hipótesis planteada, pues se refleja un beneficio técnico-económico en la propuesta de  $f'c = 28 \text{ MPa}$ .
- La metodología Choosing By Advantages permitió elegir la mejor alternativa de forma transparente y de acuerdo a los requerimientos de distintos especialistas permitiendo la toma de decisiones de forma eficaz y en beneficio del proyecto.

- En la tabla 118 se muestran los porcentajes de ventaja de cada factor en las dos alternativas. Se observa que la principal ventaja de la alternativa 1 es la deriva máxima en X, mientras que en la alternativa 2 lo es la ductilidad en placas.

**Tabla 118: Porcentaje de ventaja en ambas alternativas**

	Porcentajes	
	Alternativa 1: Edificio 21MPa	Alternativa 2: Edificio 28MPa
1 Deriva Máxima X	31.55%	1.25%
2 Deriva Máxima Y	29.65%	15.05%
3 Cortante basal X	13.25%	14.11%
4 Cortante basal Y	23.66%	14.11%
5 Ductilidad en placas	0.00%	15.67%
6 Ductilidad en vigas	1.89%	14.11%
7 Durabilidad	0.00%	13.79%
8 Espacio Arquitectónico	0.00%	11.91%

Asimismo, en la alternativa 1 se aprecia que tres de los factores no presentan ventaja alguna. Si se realiza la comparación sin considerar estos tres factores, la alternativa 2 sigue presentando mayor ventaja, lo cual justifica la conveniencia de emplear un concreto de mayor resistencia. En la tabla 119 se muestran los resultados de ambos análisis CBA en la cual se aprecia que a pesar de que la alternativa 2 reduce su ventaja, sigue siendo más conveniente que la primera.

**Tabla 119: Resultados en los análisis CBA**

	Alternativa 1: Edificio 21MPa	Alternativa 2: Edificio 28MPa	%Diferencia
<b>Puntaje CBA</b>	317	638	<b>101.26%</b>
<b>Puntaje CBA Alternativo</b>	317	374	<b>17.98%</b>

Por último, se evidencia que el uso de herramientas BIM facilita la comparación económica de las alternativas, debido a que los modelos en Revit permiten la extracción ordenada de la información. Es por ello que se pudo diferenciar de manera eficaz la cantidad de material empleado para cualquier elemento estructural en ambas propuestas, obteniendo así metrados más precisos.

## CAPITULO 8 BIBLIOGRAFÍA

Alfaro Sobrino, J. (2016). *Análisis costo – beneficio del uso de concretos de alta resistencia ( $>800$  kg/cm<sup>2</sup>) para la región de Veracruz* (Tesis para maestría, Universidad Veracruzana).

Aliaga, W. J. (2019). *Análisis comparativo del diseño estructural de un edificio multifamiliar de 21 pisos y sótanos de concreto armado con el uso de distintas resistencias a compresión del concreto ( $f'c = 210$  kg/cm<sup>2</sup> y  $f'c = 350$  kg/cm<sup>2</sup>)*. (Tesis para licenciatura, Universidad Continental).

Barrientos Castilla, F. (2019). *Diseño de un edificio de oficinas en Miraflores* (Tesis para licenciatura, Pontificia Universidad Católica del Perú).

Blanco, A., & Colegio de Ingenieros del Perú. (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.

BuildingSMART Spanish Chapter. (2014). Gestión de un proyecto BIM. *Guía de usuarios BIM*. 1 (1), pp 1-49

BuildingSMART Spanish Chapter. (2014). Uso de modelos en la fase de construcción. *Guía de usuarios BIM*. 1 (1), pp 1-31

Chavarri Boy, G. (2018). *Elaboración de concreto de alta resistencia incorporando partículas residuales del chancado de piedra de la cantera Talmabambo, Chepén*. (Tesis para licenciatura, Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo).

Guevara Díaz, D. (2014). *Resistencia y costo del concreto premezclado y del concreto hecho en obra, en función al volumen de vaciado*". (Tesis para licenciatura, Universidad Nacional de Cajamarca).

Kosmatka, S. H. (2004). *Diseño y control de mezclas de concreto*. Skokie, Illinois: Portland Cement Association.

López Villagomez, G. (2017). *Diseño de un edificio de oficinas en Surco* (Tesis para licenciatura, Pontificia Universidad Católica del Perú).

Medina Cruz, R., y Blanco Blasco, A. (2010). *Manual de construcción para maestros de obra*. Lima: Nueva Vía Comunicaciones S.A.

Migilinskas, D., Popov, V., Juocevicius, V., & Ustinovichius, L. (2013). The benefits, obstacles and problems of practical BIM implementation. *Procedia Engineering*, 57, 767-774.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2014). *Norma E.060: concreto armado*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento/SENCICO.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2015). *Norma E.020: cargas*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento/SENCICO.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2017). *Norma E.030: diseño sismorresistente*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento/SENCICO.

Moehle, J. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. United States: Mc Graw Hill Education.

Monroy Díaz, L. (2019). *Diseño de un edificio de oficinas en Lince* (Tesis para licenciatura, Pontificia Universidad Católica del Perú).

Ortíz, L. A. Q., Herrera, J., Corzo, L., & García, J. (2011). *Relación entre la resistencia a la compresión y la porosidad del concreto evaluada a partir de parámetros ultrasónicos*. *Revista ION*, 24(1).

Ottazzi, G. A., & Pontificia Universidad Católica del Perú. (2016). *Apuntes del curso: Concreto armado 1*.

Oviedo, R. (2015). *Diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima: Imprenta Kyara.

Panca, W. (2018). *Estudio comparativo del diseño, costo, producción y calidad de concreto dosificado in situ vs. premezclado, para zonas accesibles de las ciudades de Puno y Juliaca*. (Tesis para licenciatura, Universidad Nacional del Altiplano). Rivva López, E. (2002). *Concretos de alta resistencia*. Lima. Instituto de la construcción y gerencia.

Rivva López, E. (2015). *Diseño de mezclas*. Lima.

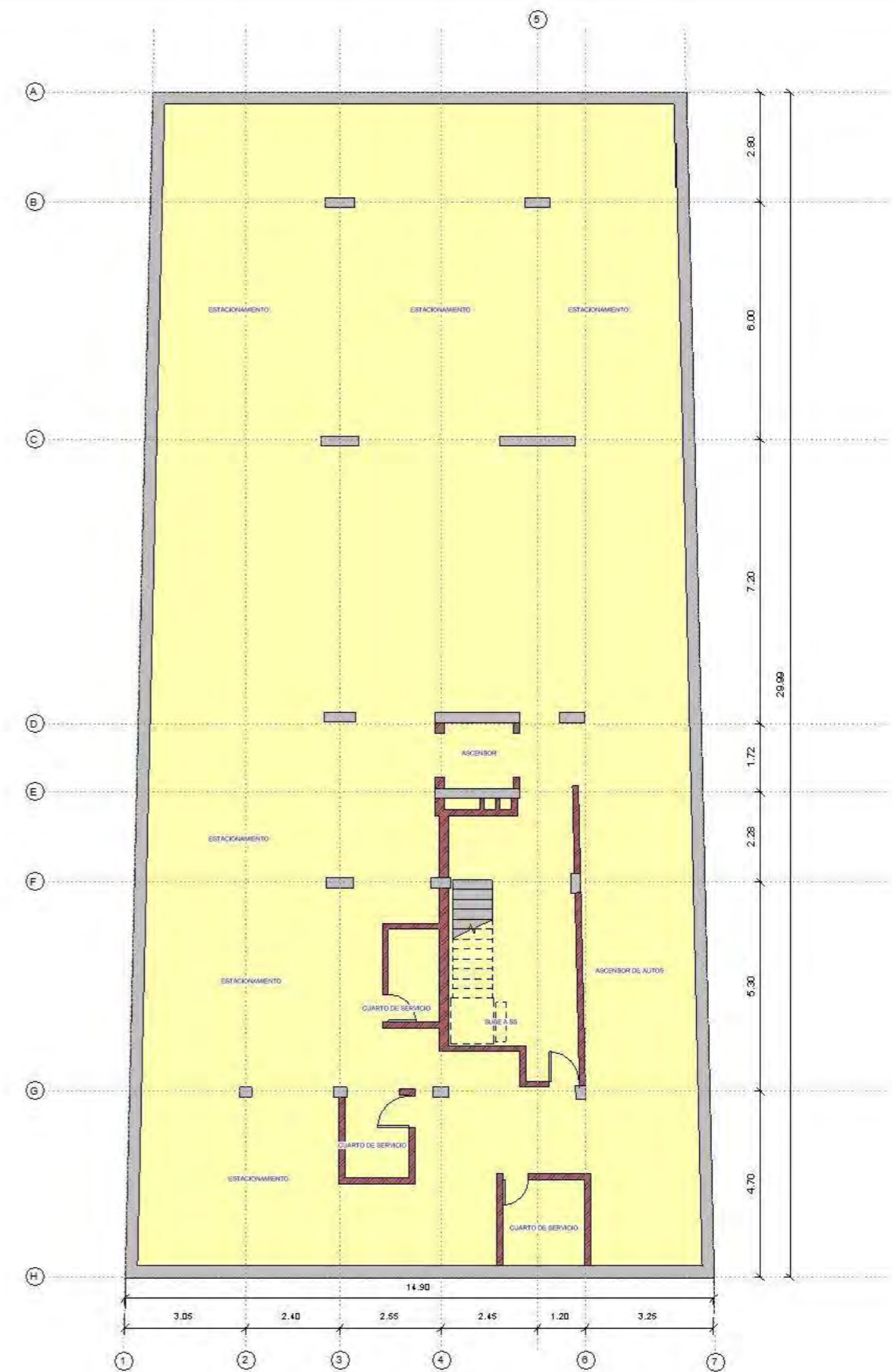
Ruiz, P. L. (2015). *Propuesta de técnicas y herramientas para optimizar la gestión visual y de las comunicaciones durante la etapa de diseño de un proyecto de construcción*. (Tesis para licenciatura, Pontificia Universidad Católica del Perú).

Shen, Z., & Issa, R. R. (2010). Quantitative evaluation of the BIM-assisted construction detailed cost estimates.





1 Arquitectura SS  
1:75



2 Arquitectura S1  
1:75





1 Arquitectura P1  
1:75



2 Arquitectura P2  
1:75



PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATOLICA DEL PERU

ANÁLISIS TÉCNICO-ECONÓMICO DEL USO DE CONCRETO  
PREMEZCLADO DE F'c = 21 MPA Y F'c = 28 MPA EN UN  
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 4 PISOS, UN SEMISOTANO Y UN  
SOTANO

Elaborado por  
PABLO RICALDE LIMACO  
RICARDO ARIZA GOMEZ

Asesor  
CHRISTIAN ASMAT GARAYCOCHEA

Plano  
Plantas P1 y P2

Lamina  
A-02

Escala  
1:75

Fecha  
JULIO 2020





1 Arquitectura P3  
1:75

2 Arquitectura P4  
1:75



PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATOLICA DEL PERU

ANÁLISIS TÉCNICO-ECONÓMICO DEL USO DE CONCRETO  
PREMEZCLADO DE F'c = 21 MPA Y F'c = 28 MPA EN UN  
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 4 PISOS, UN SEMISOTANO Y UN  
SOTANO

Elaborado por  
PABLO RICALDE LIMACO  
RICARDO ARIZA GOMEZ

Asesor  
CHRISTIAN ASMAT GARAYCOCHEA

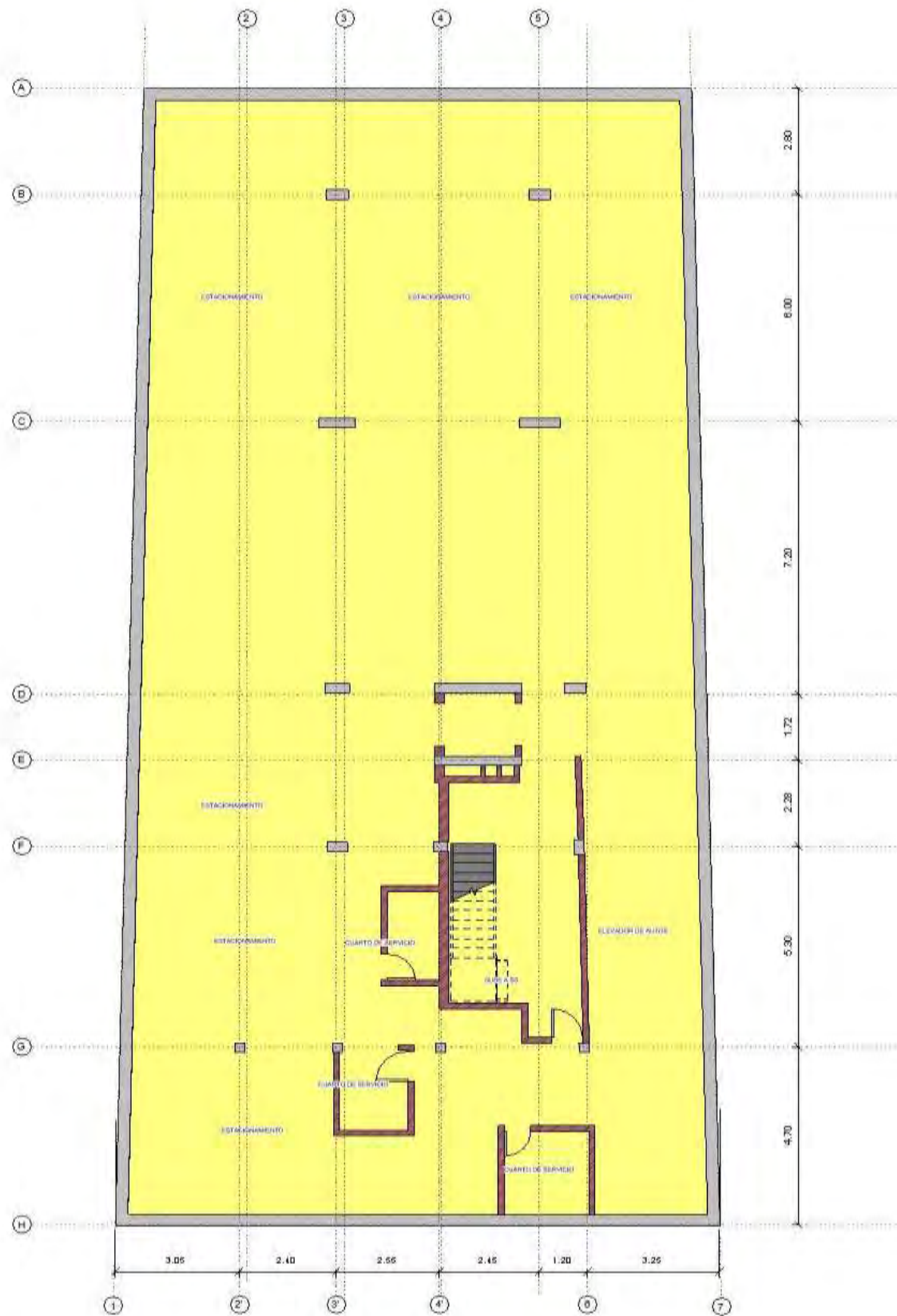
Plano  
Plantas P3 y P4

Lamina  
A-03

Escala  
1:75

Fecha  
JULIO 2020





1 Arquitectura S1  
1 : 75

2 Arquitectura SS  
1 : 75



PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATOLICA DEL PERU

ANÁLISIS TÉCNICO-ECONÓMICO DEL USO DE CONCRETO  
PREMEZCLADO DE F'c = 21 MPA Y F'c = 28 MPA EN UN  
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 4 PISOS, UN SEMISOTANO Y UN  
SOTANO

Elaborado por  
PABLO RICALDE LIMAGO  
RICARDO ARIZA GOMEZ

Asesor  
CHRISTIAN ASMAT GARAYCOCHEA

Plano  
Arq S1 y SS

Lamina  
A-04

Escala  
1 : 75

Fecha  
JULIO 2020





1 Arquitectura P1  
1 : 75



2 Arquitectura P2  
1 : 75



PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CÁTOLICA DEL PERÚ

ANÁLISIS TÉCNICO-ECONÓMICO DEL USO DE CONCRETO  
PREMEZCLADO DE F'c = 21 MPA Y F'c = 28 MPA EN UN  
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 4 PISOS, UN SEMISOTANO Y UN  
SOTANO

Elaborado por  
PABLO RICARDE LIMACÓ  
RICARDO ARIZA GÓMEZ

Asesor  
CHRISTIAN ASMAT GARAYCOCHEA

Plano  
Planta P1 y P2

Lamina  
A-05

Escala  
1 : 75

Fecha  
JULIO 2020





1 Arquitectura P3  
1:75

2 Arquitectura P4  
1:75



PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATOLICA DEL PERU

ANÁLISIS TÉCNICO-ECONÓMICO DEL USO DE CONCRETO  
PREMEZCLADO DE F'c = 21 MPA Y F'c = 28 MPA EN UN  
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 4 PISOS, UN SEMISOTANO Y UN  
SOTANO

Elaborado por  
PABLO RICALDE LIMACO  
RICARDO ARIZA GOMEZ

Asesor  
CHRISTIAN ASMAT GARAYCOCHEA

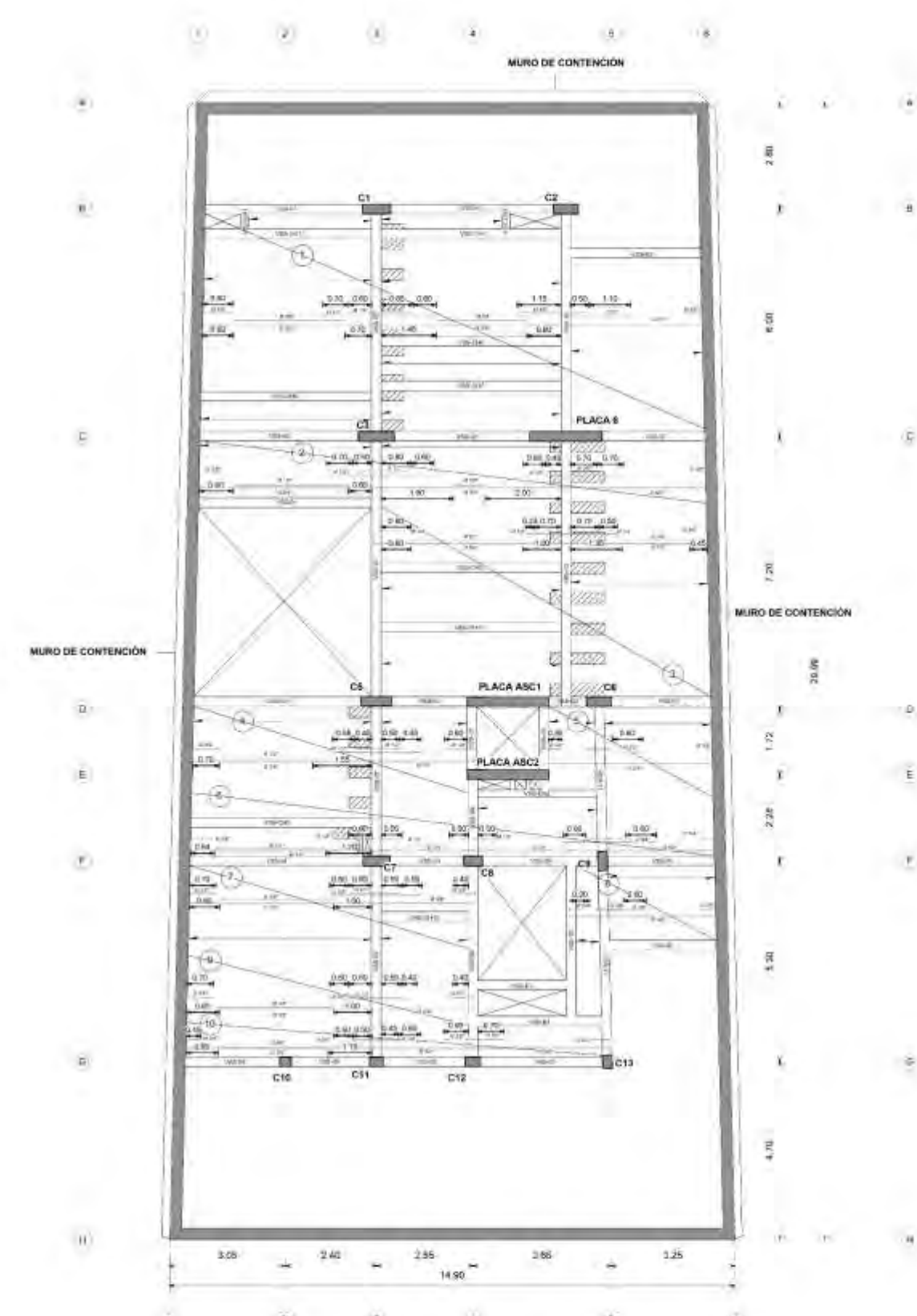
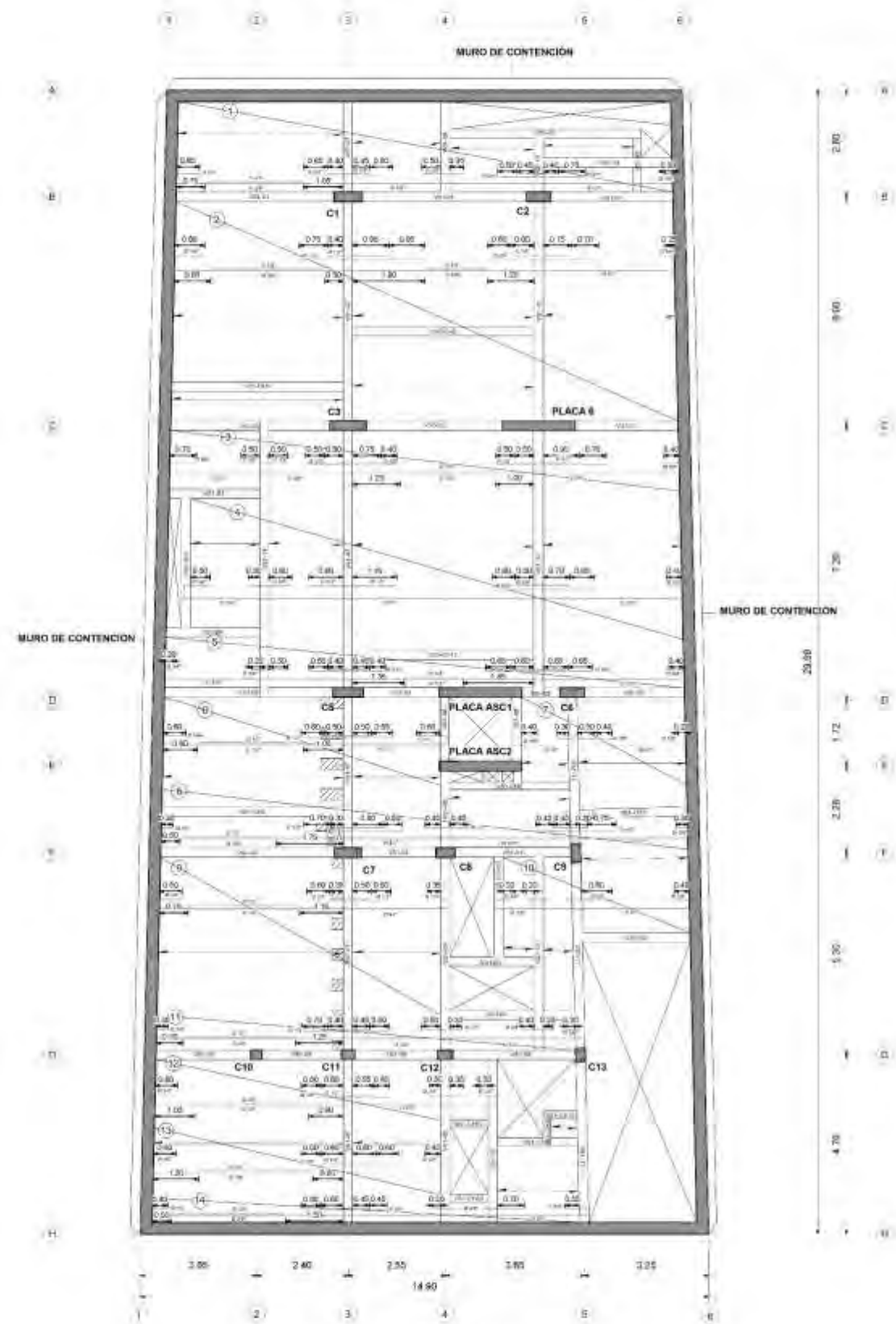
Plano  
Planta P3 y P4

Lamina  
A-06

Escala  
1:75

Fecha  
JULIO 2020





PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATOLICA DEL PERU

ANÁLISIS TÉCNICO-ECONÓMICO DEL USO DE CONCRETO  
PREMEZCLADO DE F'c = 21 MPA Y F'c = 28 MPA EN UN  
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 4 PISOS, UN SEMISOTANO Y UN  
SOTANO

Elaborado por  
PABLO RICALDE LIMACO  
RICARDO ARIZA GOMEZ

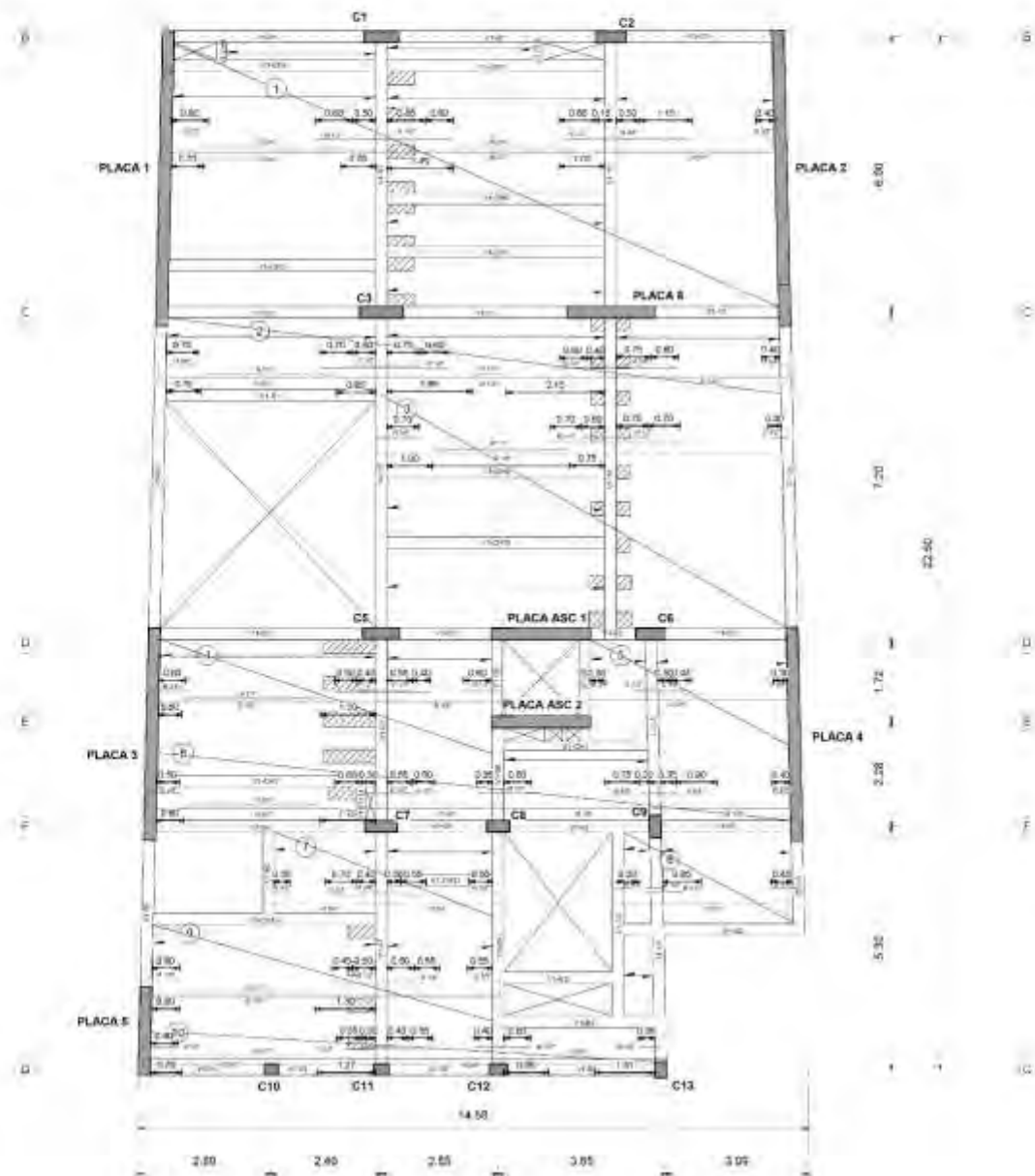
Asesor  
CHRISTIAN ASMAT GARAYCOCHEA

Plano  
Encofrado SS y S1

Lamina  
E-01

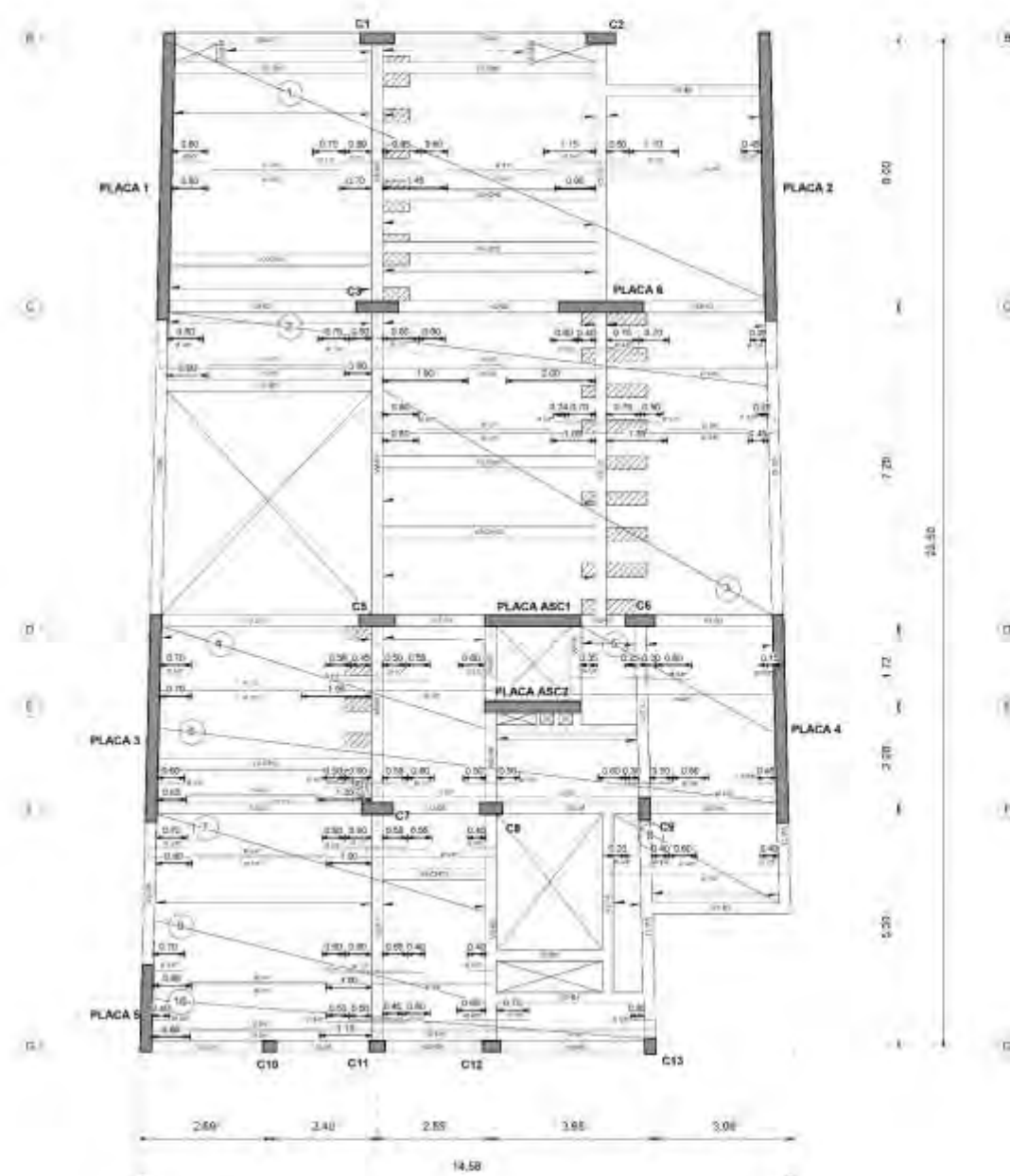
Escala  
1 : 75

Fecha  
JULIO 2020



ENCOFRADO 1ER NIVEL

1:75



ENCOFRADO 2DO NIVEL

1:75



PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATOLICA DEL PERU

ANALISIS TECNICO-ECONOMICO DEL USO DE CONCRETO  
PREMEZCLADO DE F'C = 21 MPA Y F'C = 28 MPA EN UN  
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 4 PISOS, UN SEMISOTANO Y UN  
SOTANO

Elaborado por  
PABLO RICALDE LIMACO  
RICARDO ARIZA GOMEZ

Asesor  
CHRISTIAN-ASMAT GARAYCOCHEA

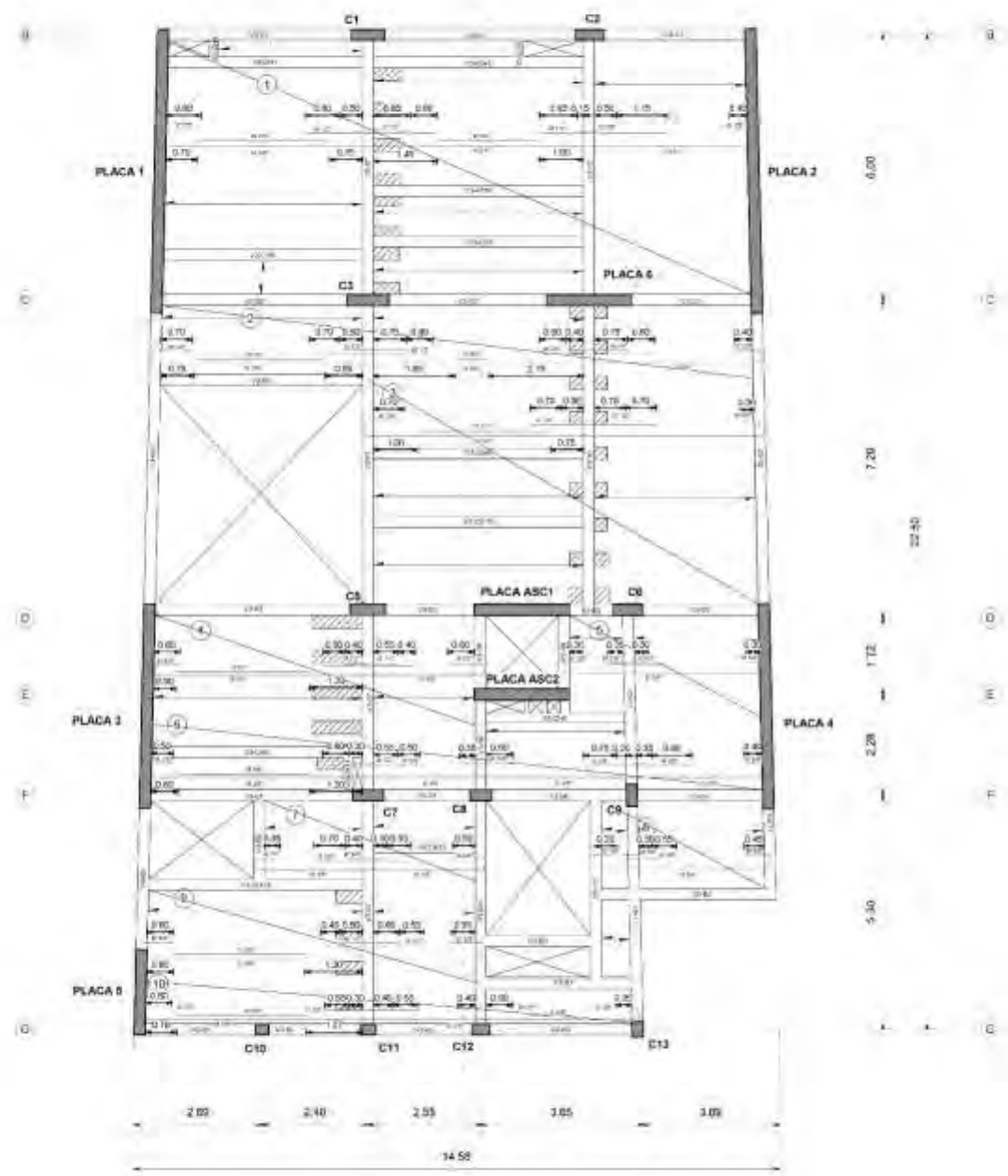
Plano  
Encofrado P1 y P2  
(21MPa)

Lamina  
E-02

Escala  
1:75

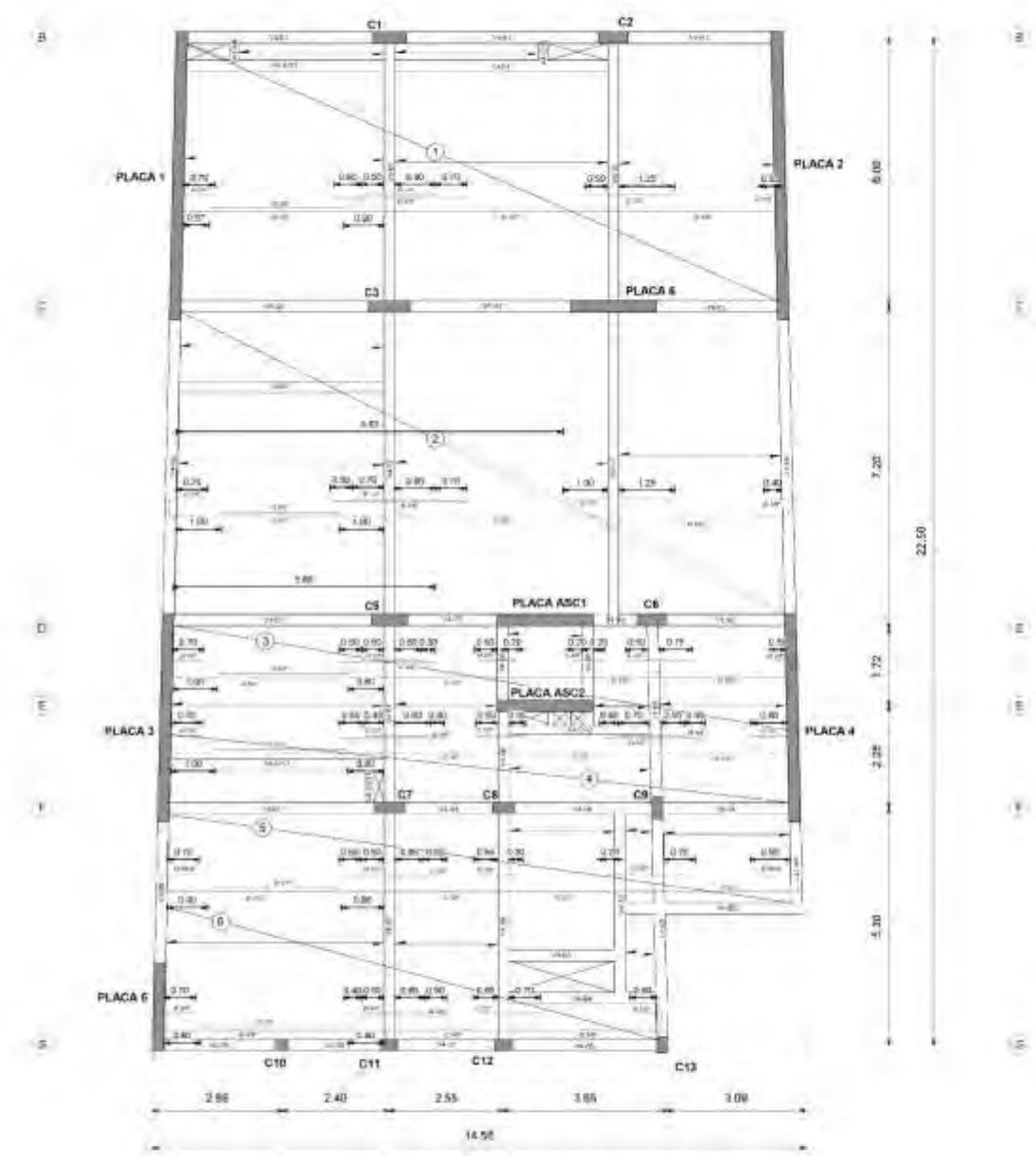
Fecha  
JULIO 2020.





ENCOFRADO 3ER NIVEL

1 : 75



ENCOFRADO 4TO NIVEL

1 : 75



PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATOLICA DEL PERU

ANALISIS TECNICO-ECONOMICO DEL USO DE CONCRETO  
PREMEZCLADO DE F'c = 21 MPA Y F'c = 28 MPA EN UN  
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 4 PISOS, UN SEMISOTANO Y UN  
SOTANO

Elaborado por  
PABLO RICALDE LIMACO  
RICARDO ARIZA GOMEZ

Asesor  
CHRISTIAN ASMAT GARAYCOCHEA

Plano  
Encofrado P3 y P4  
(21MPa)

Lamina  
E-03

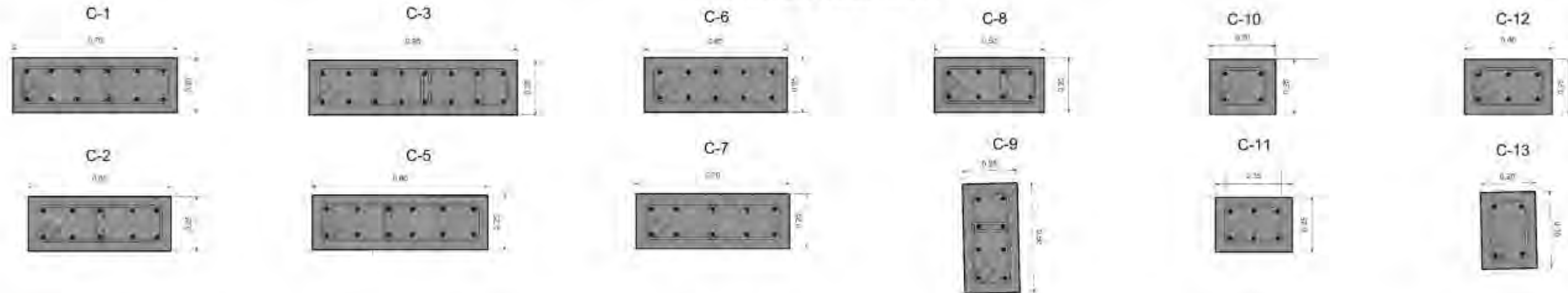
Escala  
1 : 75

Fecha  
JULIO 2021

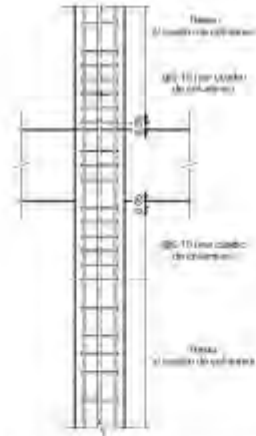
### CUADRO DE COLUMNAS f'c=21MPa

COL	C-1	C-2	C-3	C-5	C-6	C-7	C-8	C-9	C-10	C-11	C-12	C-13
<b>SOTANO</b>	0.25 x 0.75 12Ø3/4" 1 Ø3/8"+2 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.65 10Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.95 16Ø3/4" 1 Ø3/8"+3 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.80 12Ø3/4" 1 Ø3/8"+2 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.65 10Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.70 10Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.50 8Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.50 8Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.30 4Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.35 6Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.40 6Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.35 4Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20
<b>SEMISOTANO</b>	0.25 x 0.75 12Ø3/4" 1 Ø3/8"+2 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.65 10Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.95 16Ø3/4" 1 Ø3/8"+3 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.80 12Ø3/4" 1 Ø3/8"+2 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.65 10Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.70 10Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.50 8Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.50 8Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.30 4Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.35 6Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.40 6Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.35 4Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20
<b>1ER PISO</b>	0.25 x 0.75 12Ø3/4" 1 Ø3/8"+2 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.65 10Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.95 16Ø3/4" 1 Ø3/8"+3 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.80 12Ø3/4" 1 Ø3/8"+2 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.65 10Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.70 10Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.50 8Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.50 8Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.30 4Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.35 6Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.40 6Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.35 4Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20
<b>2DO PISO</b>	0.25 x 0.75 12Ø3/4" 1 Ø3/8"+2 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.65 10Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.95 16Ø3/4" 1 Ø3/8"+3 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.80 12Ø3/4" 1 Ø3/8"+2 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.65 10Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.70 10Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.50 8Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.50 8Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.30 4Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.35 6Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.40 6Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.35 4Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20
<b>3ER PISO</b>	0.25 x 0.75 12Ø3/4" 1 Ø3/8"+2 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.65 10Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.95 16Ø3/4" 1 Ø3/8"+3 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.80 12Ø3/4" 1 Ø3/8"+2 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.65 10Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.70 10Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.50 8Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.50 8Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.30 4Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.35 6Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.40 6Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.35 4Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20
<b>4TO PISO</b>	0.25 x 0.75 12Ø3/4" 1 Ø3/8"+2 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.65 10Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.95 16Ø3/4" 1 Ø3/8"+3 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.80 12Ø3/4" 1 Ø3/8"+2 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.65 10Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.70 10Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.50 8Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.50 8Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.30 4Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.35 6Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.40 6Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.35 4Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20

### SECCION DE COLUMNAS



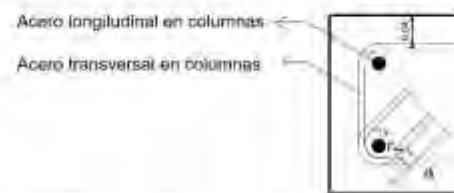




CONCENTRACIÓN DE ESTRIBOS EN COLUMNAS



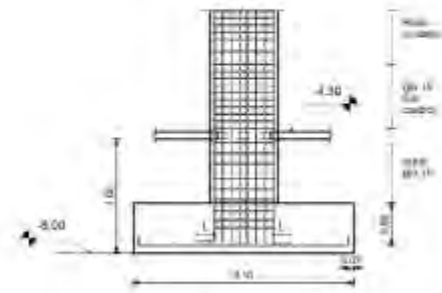
DETALLE NUDO COLUMNA-VIGA



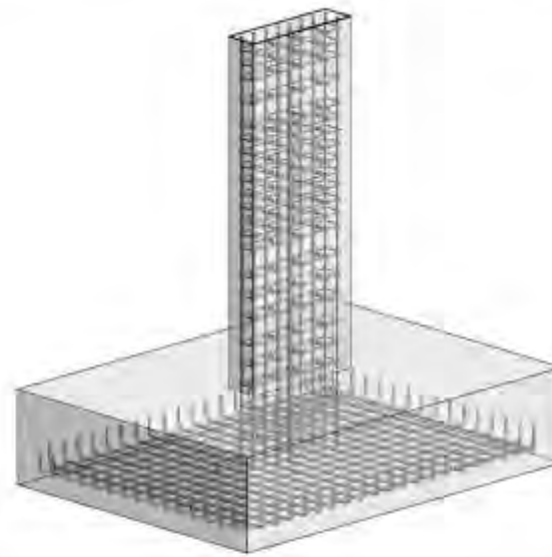
Ø	r (cm)	a (cm)
3/8"	3	10

DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS

REFUERZO	L (m)
3/8" - 8mm	0.15
1/2"	0.18
5/8"	0.20
3/4"	0.25
1"	0.30
1.30"	0.40



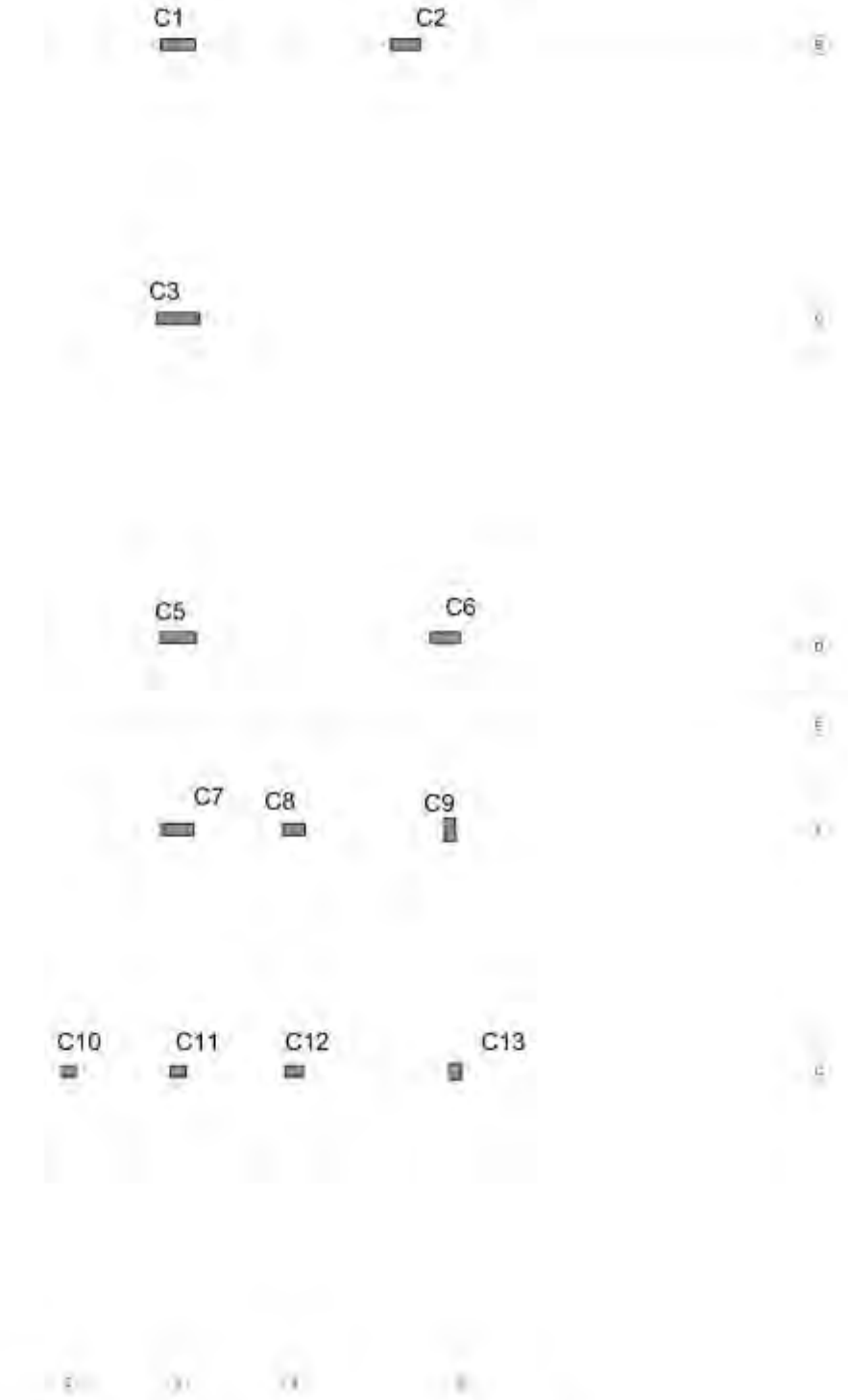
DETALLE DE ANCLAJE DE ACERO DE COLUMNAS EN ZAPATA



DETALLE 3D DE ANCLAJE DE ACERO DE COLUMNAS EN ZAPATA

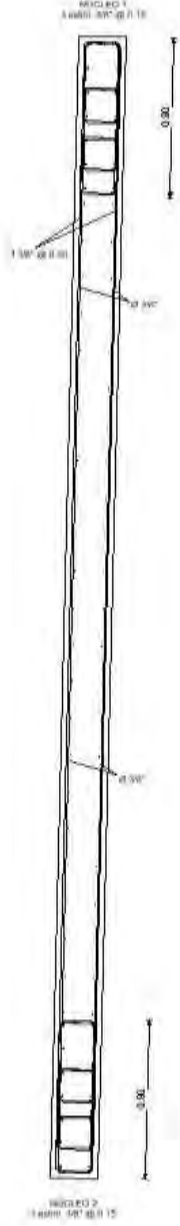


DETALLE DE GANCHOS EN COLUMNAS

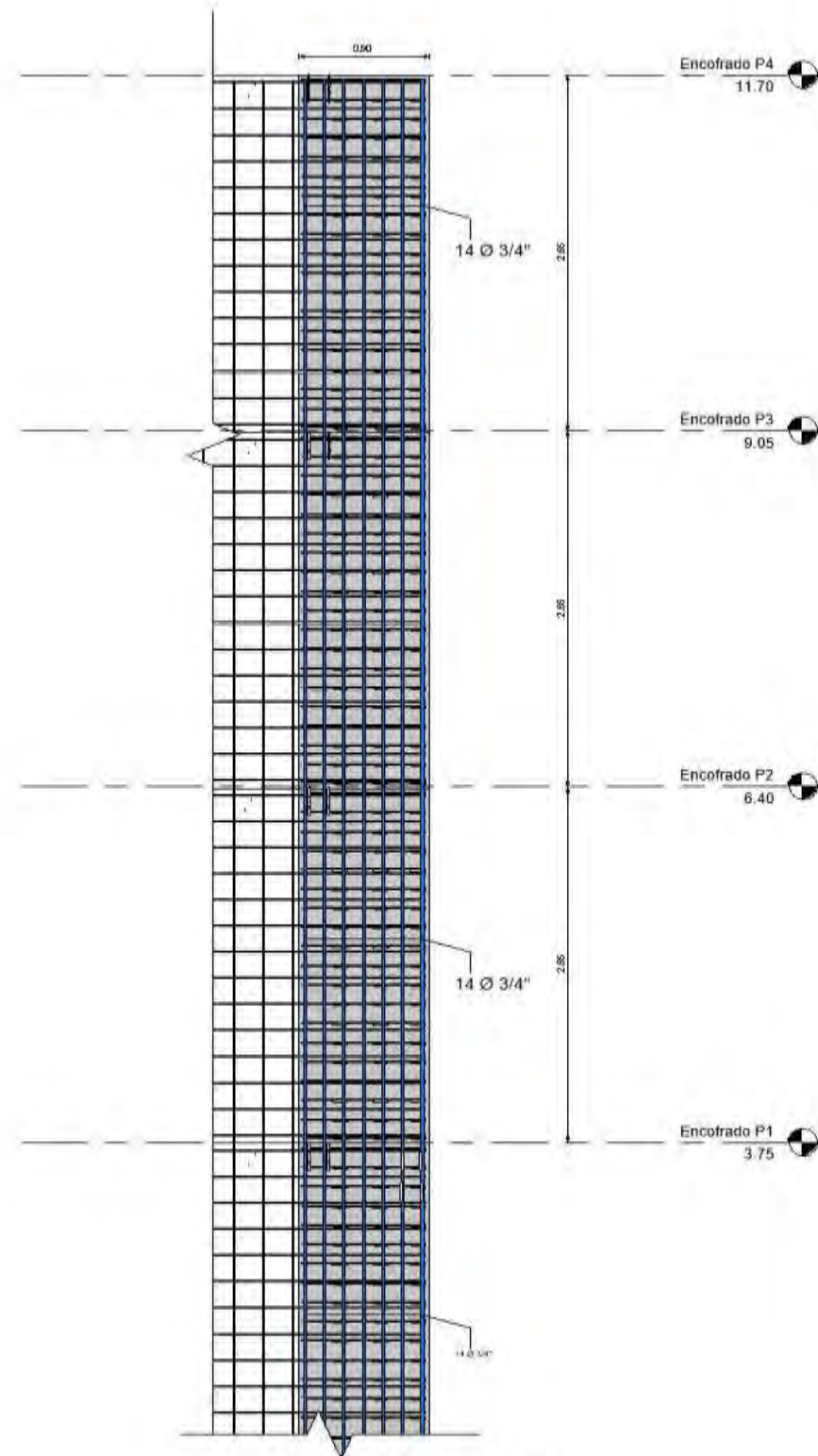


UBICACION DE COLUMNAS EN PLANTA



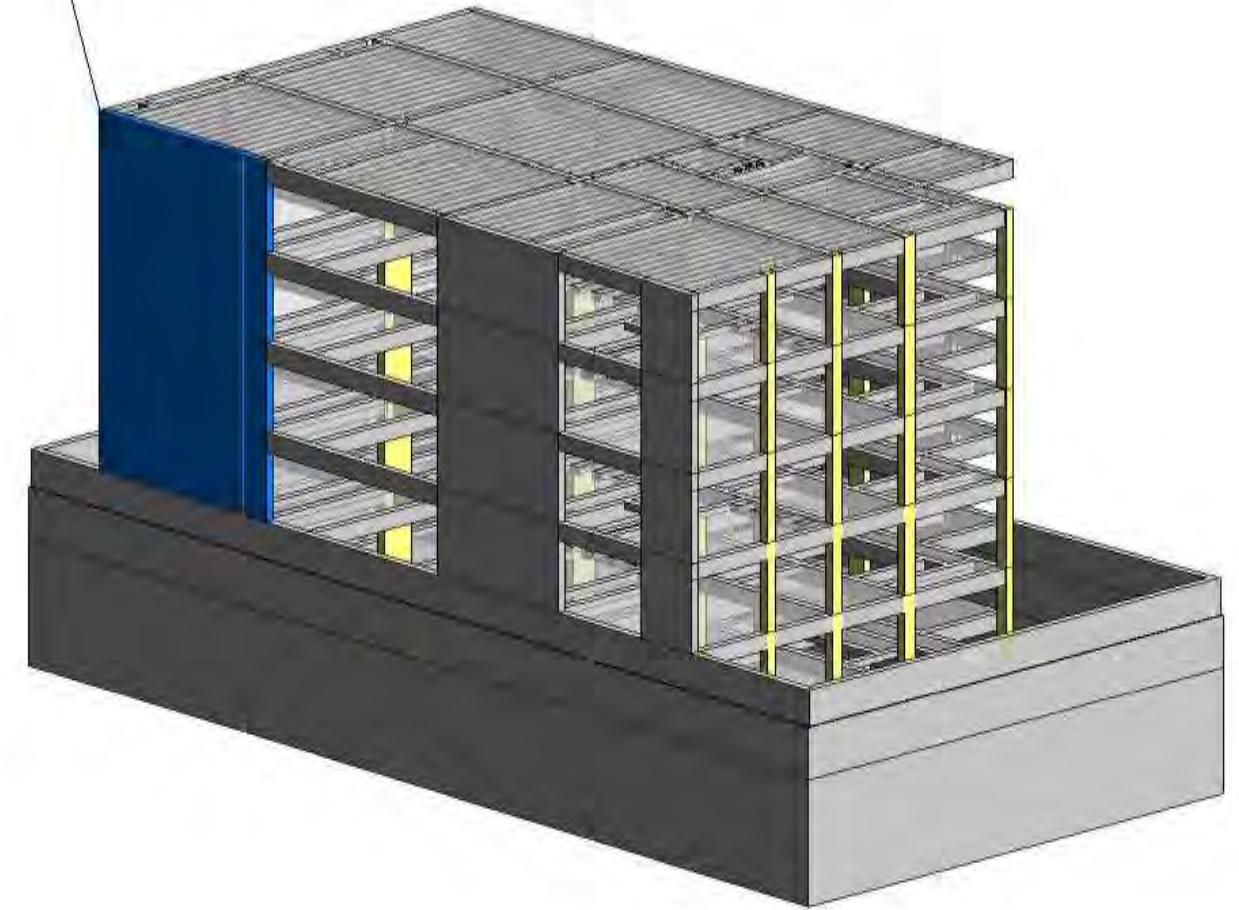


VISTA EN PLANTA DE PLACA 1

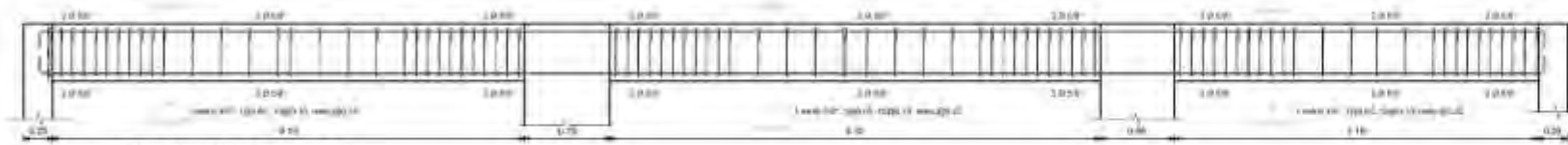


DETALLE DEL ACERO EN NUCLEO TIPICO DE PLACA 1

PLACA 1

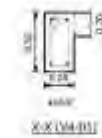


UBICACION DE PLACA 1 EN EDIFICACION



V4-01 (0.25 x 0.50)

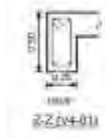
1 : 30



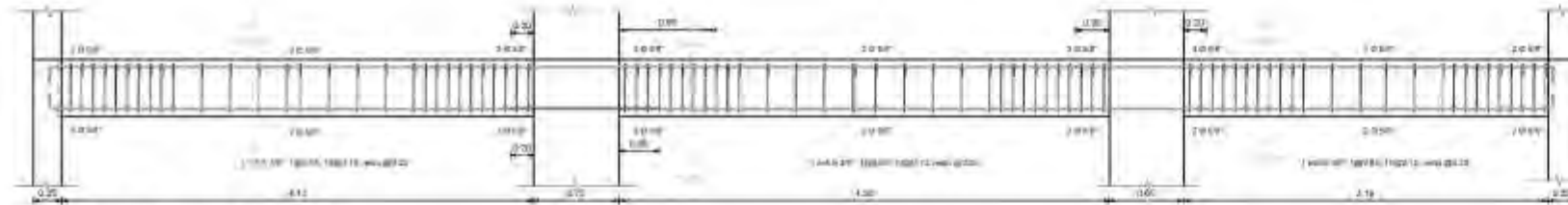
X-X (V4-01)



Y-Y (V4-01)

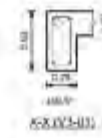


Z-Z (V4-01)



V3-01 (0.25 x 0.50)

1 : 30



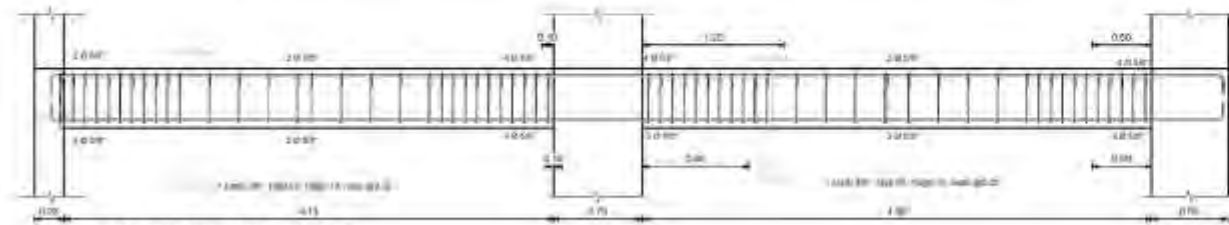
X-X (V3-01)



Y-Y (V3-01)



Z-Z (V3-01)



V2-01 (0.25 x 0.50)

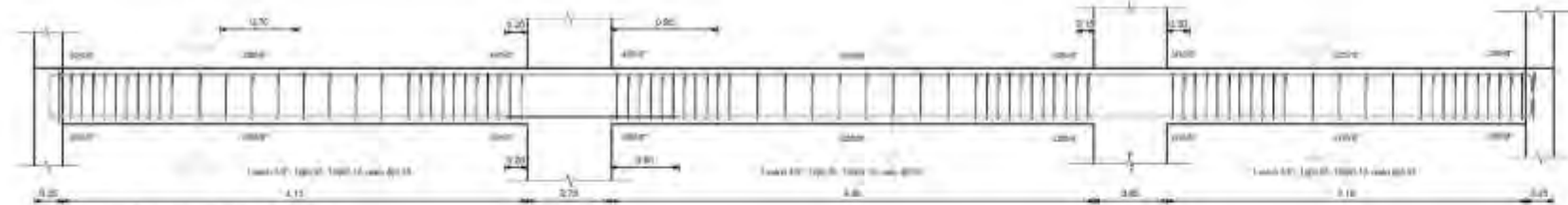
1 : 30



X-X (V2-01)



Y-Y (V2-01)



V1-01 (0.25 x 0.50)

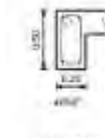
1 : 30



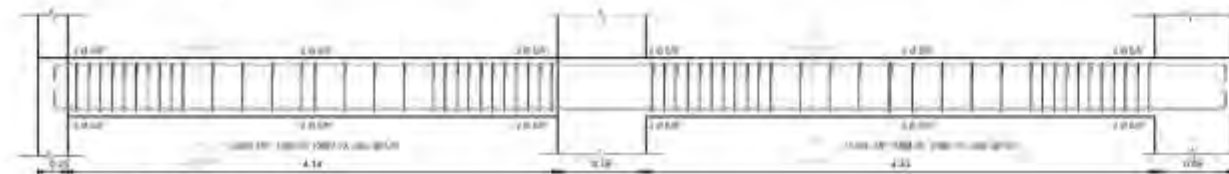
X-X (V1-01)



Y-Y (V1-01)



Z-Z (V1-01)



VSS-01 (0.25 x 0.50)

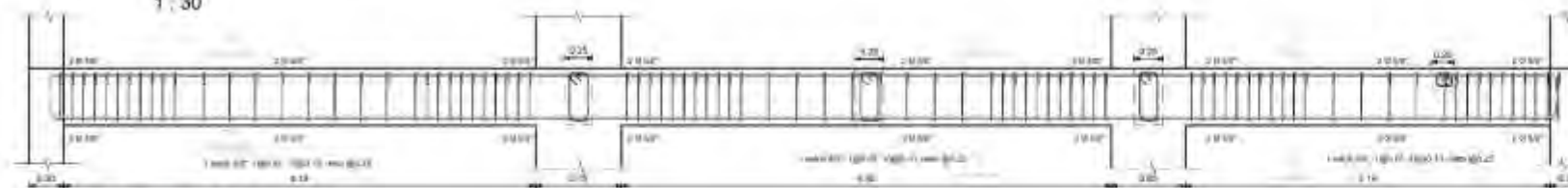
1 : 30



X-X (VSS-01)



Y-Y (VSS-01)



VS1-01 (0.25 x 0.50)

1 : 30



X-X (VS1-01)



Y-Y (VS1-01)



Z-Z (VS1-01)



PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATOLICA DEL PERU

ANÁLISIS TÉCNICO-ECONÓMICO DEL USO DE CONCRETO  
PREMEZCLADO DE F'c = 21 MPa Y F'c = 28 MPa EN UN  
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 4 PISOS, UN SEMISOTANO Y UN  
SOTANO

Elaborado por

PABLO RICALDE LIMACO  
RICARDO ARIZA GOMEZ

Asesor

CHRISTIAN ASMAJ GARAYCOCHEA

Plano

Plano de vigas eje B  
(21MPa)

Lamina

E-07

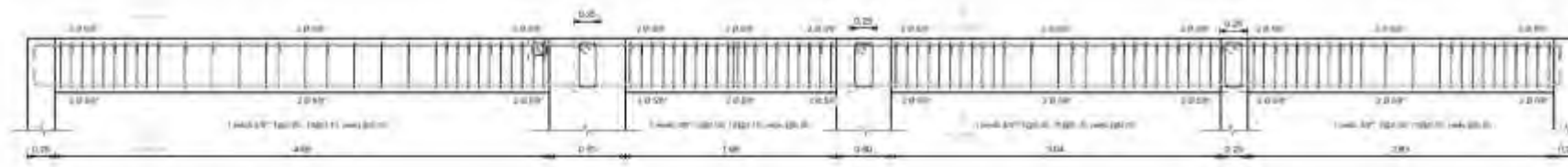
Escala

1 : 30

Fecha

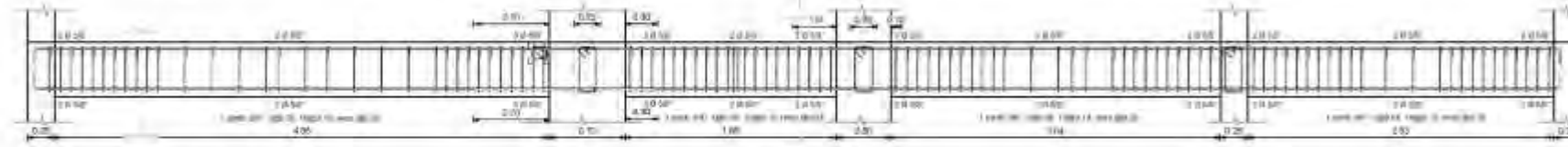
JULIO 2020





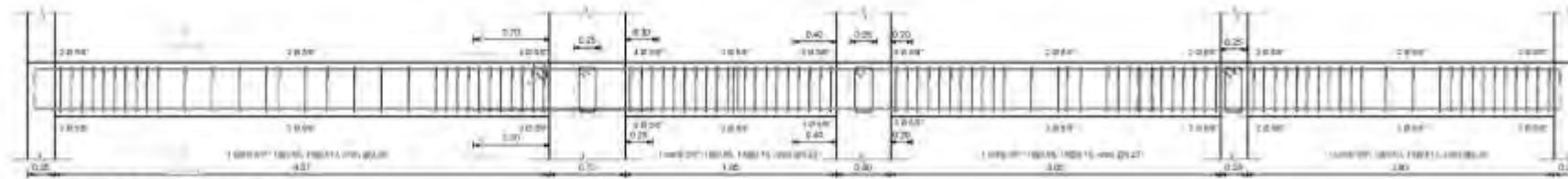
V4-04 (0.25 x 0.50)

1 : 30



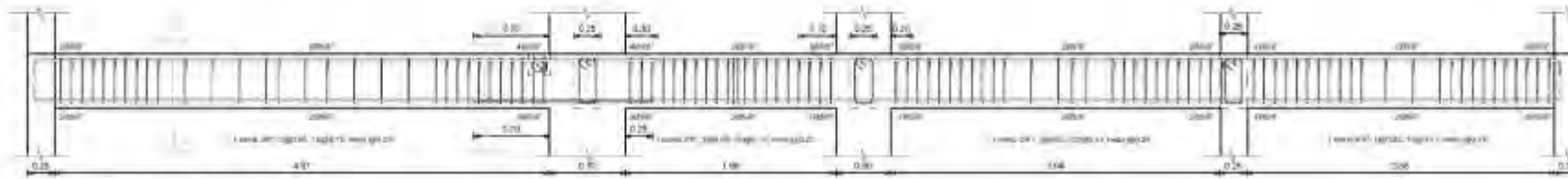
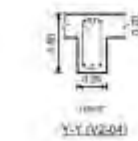
V3-04 (0.25 x 0.50)

1 : 30



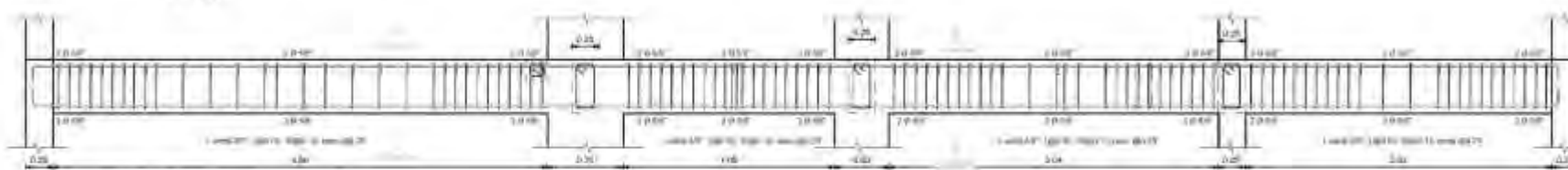
V2-04 (0.25 x 0.50)

1 : 30



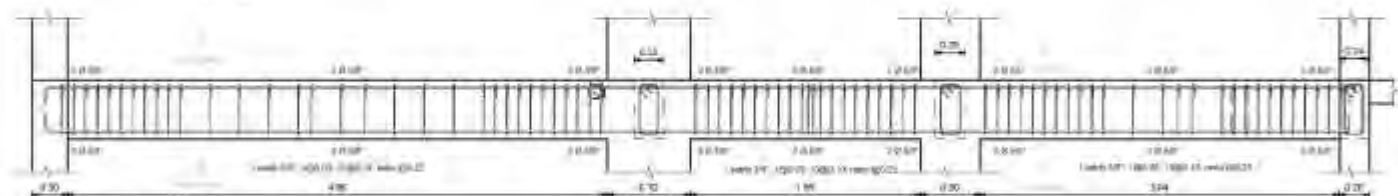
V1-04 (0.25 x 0.50)

1 : 30



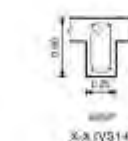
VSS-04 (0.25 x 0.50)

1 : 30

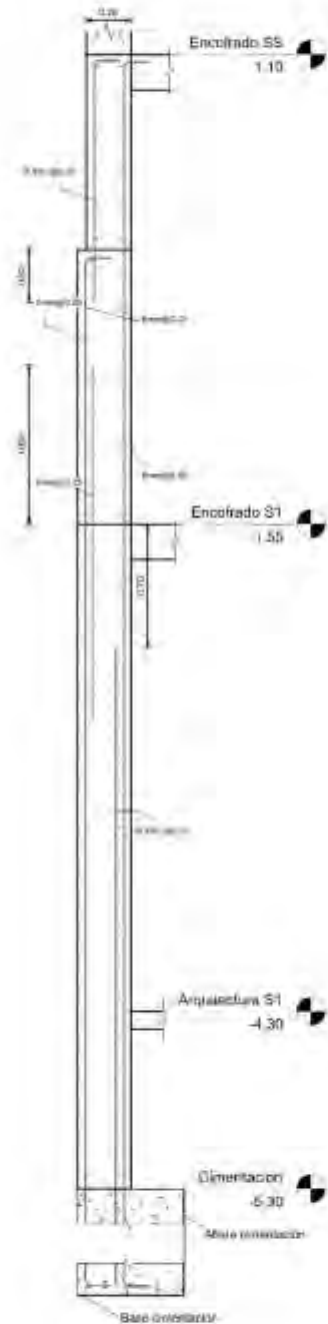


VS1-04 (0.25 x 0.50)

1 : 30

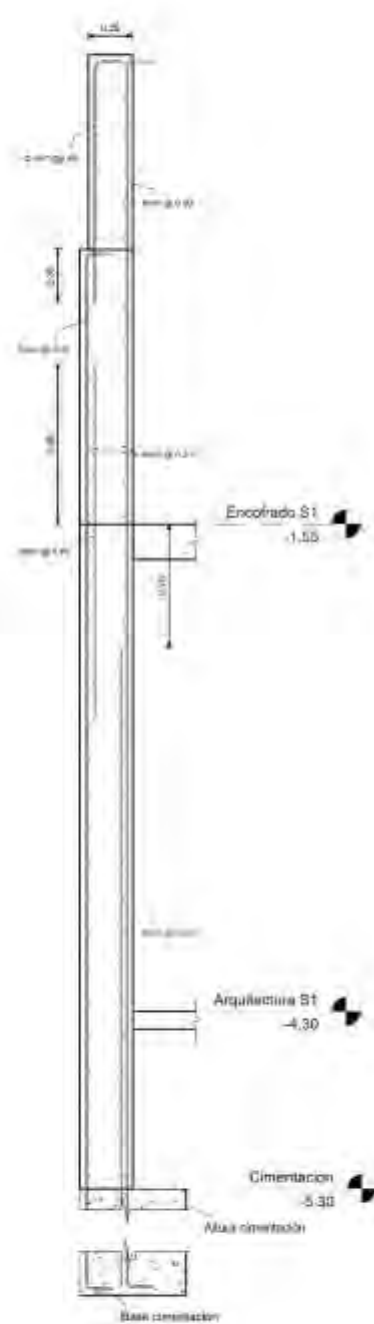


NOTA: El diseño de los muros de contención 1, 2 y 3 son idénticos por lo que solo se muestra el detalle de uno de ellos



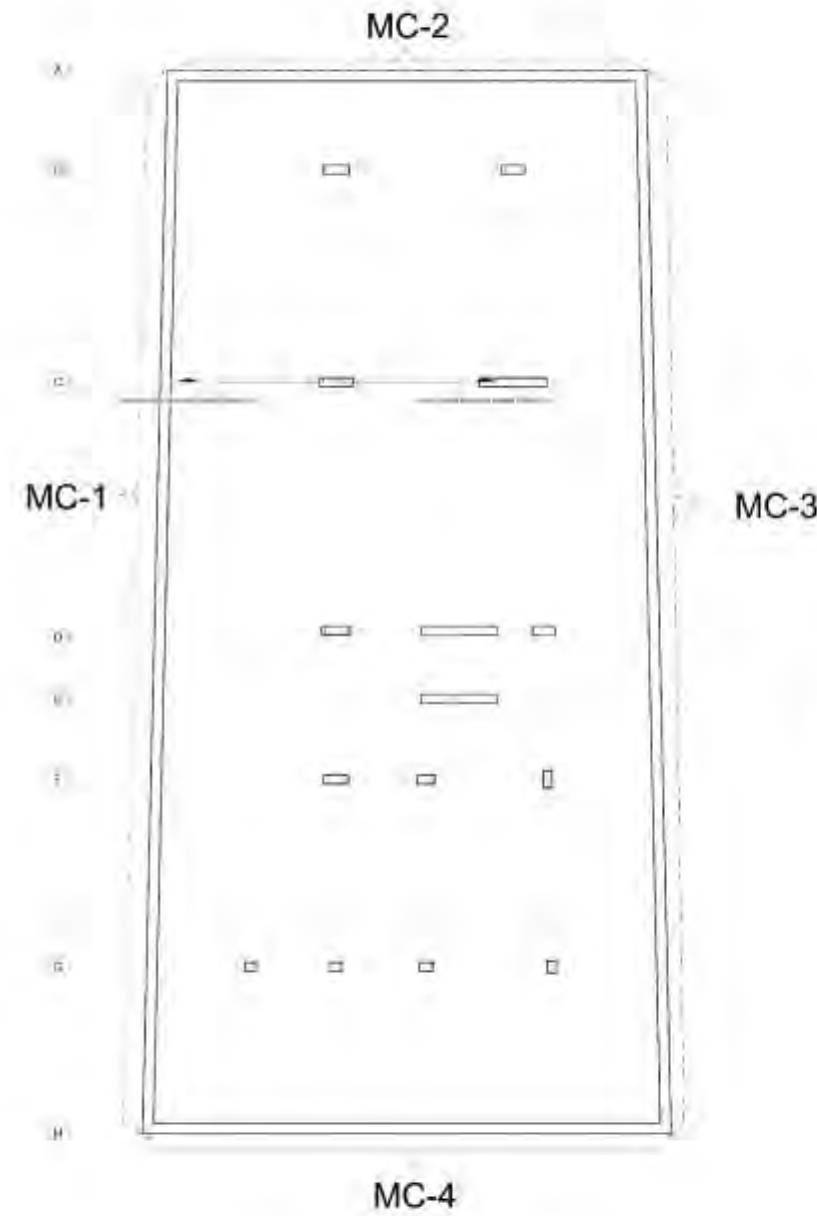
ELEVACION MURO DE CONTENCION 1

1 : 20



ELEVACION MURO DE CONTENCION 4

1 : 20



VISTA EN PLANTA MURO DE CONTENCION

1 : 100



Detalle de cambio de sección MC y placa

1 : 10



PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATOLICA DEL PERU

ANÁLISIS TÉCNICO-ECONÓMICO DEL USO DE CONCRETO  
PREMEZCLADO DE  $f'c = 21$  MPa Y  $f'c = 28$  MPa EN UN  
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 4 PISOS, UN SEMISOTANO Y UN  
SOTANO

Elaborado por  
PABLO RICALDE LIMACO  
RICARDO ARIZA GOMEZ

Asesor:  
CHRISTIAN ASMAT GARAYCOCHEA

Plano  
Detalles Muro de  
Contención (21MPa)

Lamina  
E-48

Escola  
Como se  
indica

Fecha  
JULIO 2020



# CIMENTACIONES

## RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION

TIPO DE CIMENTACION	ZAPATAS AISLADAS
ESTRATO DE APOYO	GRANJA
PROFUNDIDAD MIN. DE CIMENTACION	1.00 metros
PRESION ADMISIBLE	3.5 kg/cm <sup>2</sup>
MAXIMO ASENTAMIENTO ESPERADO	20mm
PROFUNDIDAD DE NIVEL FREATICO	NO ENCONTRADO
RECOMENDACIONES ADICIONALES	NO SE ENCONTRO PRESENCIA DE SULFATOS NI SALES AGRESIVAS. USAR CEMENTO PORTLAND TIPO V.

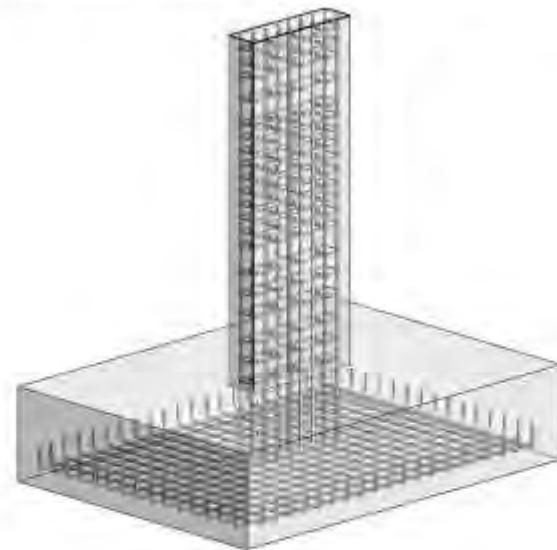
1. LAS EXCAVACIONES DEBERAN MANTENERSE LIBRES DE AGUA ANTES Y DURANTE EL VACIADO DEL CONCRETO

2. NO DEBE CIMENTARSE SOBRE TURBA, SUELO ORGANICO, TIERRA VEGETAL, DESMONTES, RELLENO SANITARIO O RELLENO ARTIFICIAL Y ESTOS MATERIALES INADECUADOS DEBERAN SER REMOVIDOS EN SU TOTALIDAD, ANTES DE CONSTRUIR LA EDIFICACION Y SER REEMPLAZADOS CON MATERIALES ADECUADOS DEBIDAMENTE COMPACTADOS

3. EN EL CASO EN QUE AL NIVEL DE CIMENTACION SE ENCUENTRE UN LENTE DE BOLLON DE LIMO, DEBERA PROFUNDIZARSE LA EXCAVACION HASTA SOBREPASARLO POR LO MENOS 0.30 m Y YACIAR EN LA ALTURA DE SOBRE EXCAVACION EFECTUADA UN FALSO CIMENTO DE CONCRETO CICLOPEO

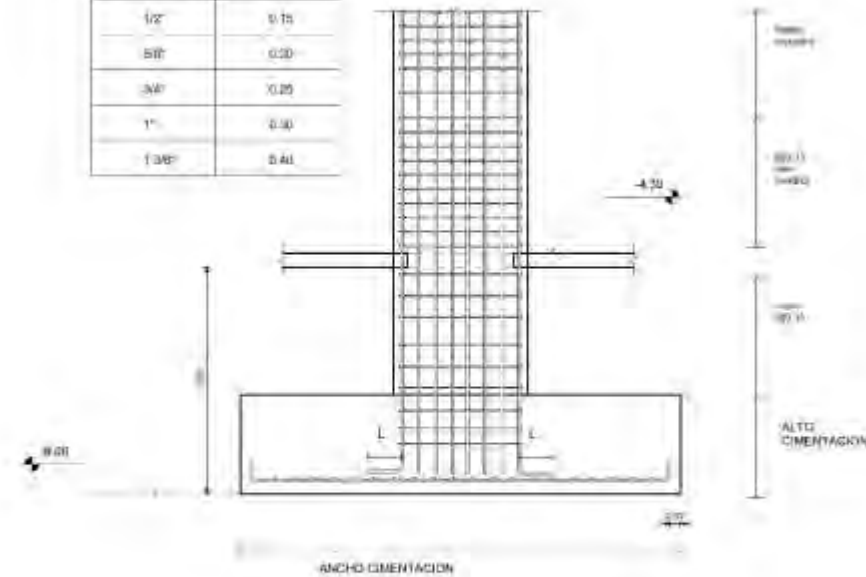
4. LAS INSTALACIONES DE AGUA Y DESAGUE DEBERAN CONSTRUIRSE DE TAL MANERA QUE NO SE PRODUZCAN PERDIDAS DE AGUA QUE AFECTEN LAS CARACTERISTICAS FISICO MECANICAS DE LOS SUELOS DE CIMENTACION QUE PUEDAN DISMINUIR SU CAPACIDAD PORTANTE

5. EN LAS AREAS DONDE SE CONSTRUYAN PISOS, TERRAZAS O PATIOS, DEBERA RETIRARSE LA CAPA SUPERIOR DE RELLENO EN UN ESPESOR NO MENOR DE 0.30 m Y REEMPLAZARSE POR UN MATERIAL GRANULAR SELECCIONADO, SLOCADO EN CAPAS DE NO MAS DE 0.20 m DE ESPESOR COMPACTADAS AL 95% DE LA MAXIMA DENSIDAD SECA DEL ENSAYO PROCTOR MODIFICADO. DE ESTA MANERA SE LOGRARA UN APOYO ADECUADO PARA LOS PISOS Y SE EVITARA LA FORMACION DE RAJADURAS

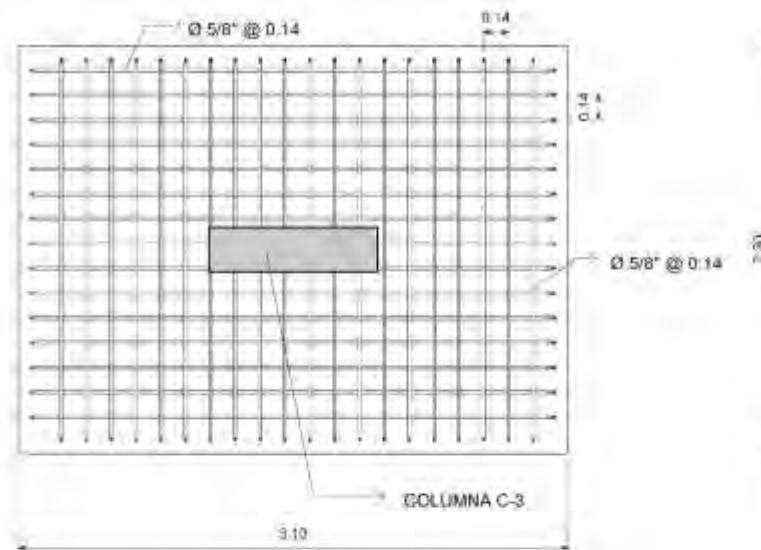


DETALLE 3D DE ANCLAJE DE ACERO DE COLUMNAS EN ZAPATA

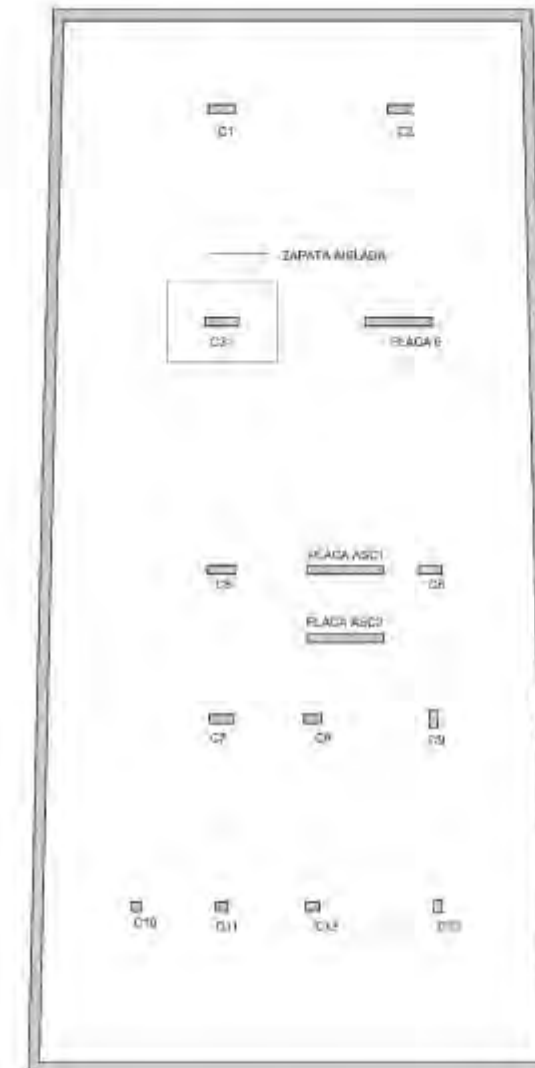
REFUERZO	L (m)
3/8" - BARRA	0.10
1/2"	0.15
5/8"	0.20
3/4"	0.25
1"	0.30
1 1/8"	0.40



DETALLE DE ANCLAJE DE ACERO DE COLUMNAS EN ZAPATA

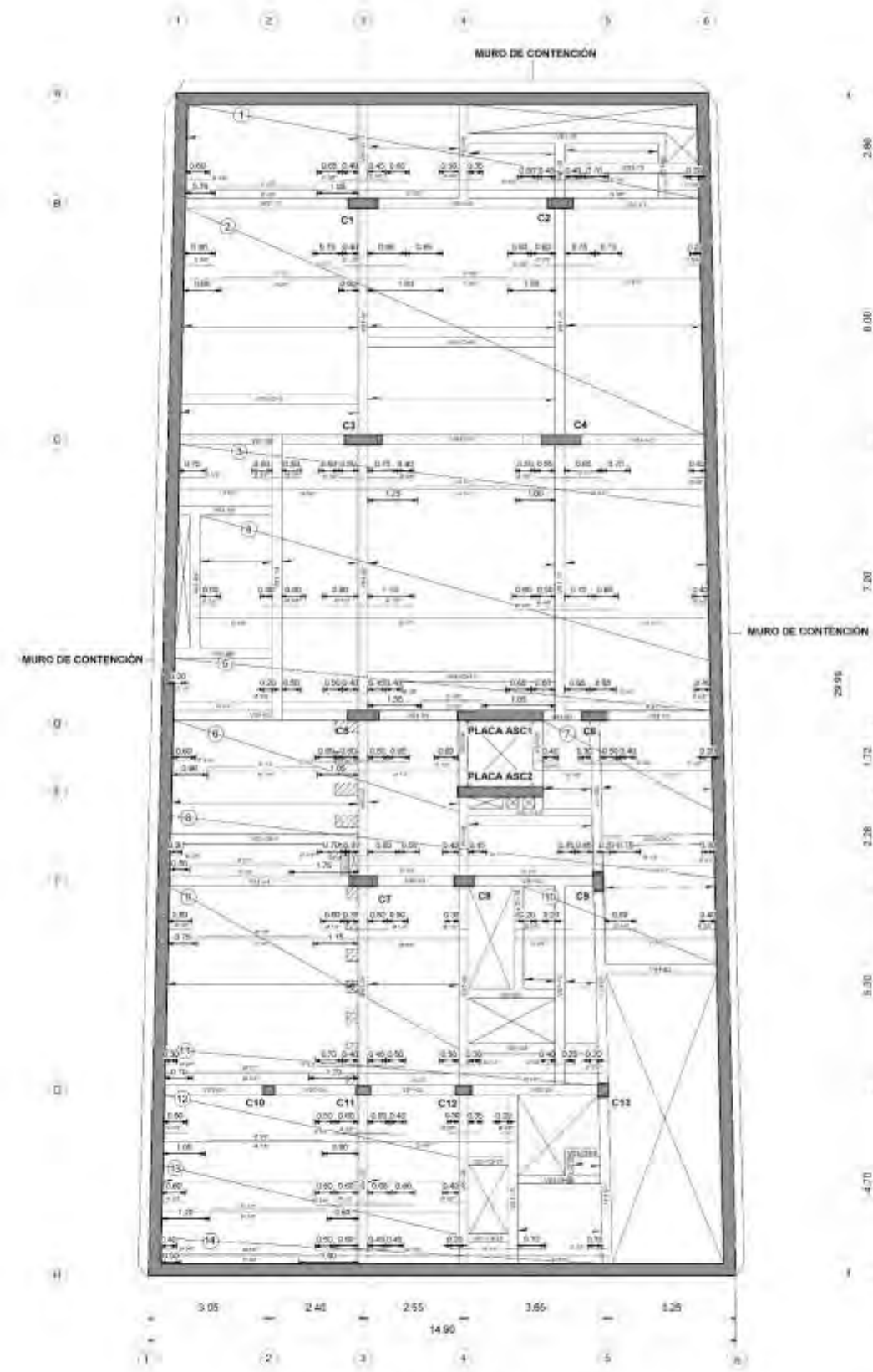


DISTRIBUCION DE ACERO EN ZAPATA DE LA COLUMNA C-3



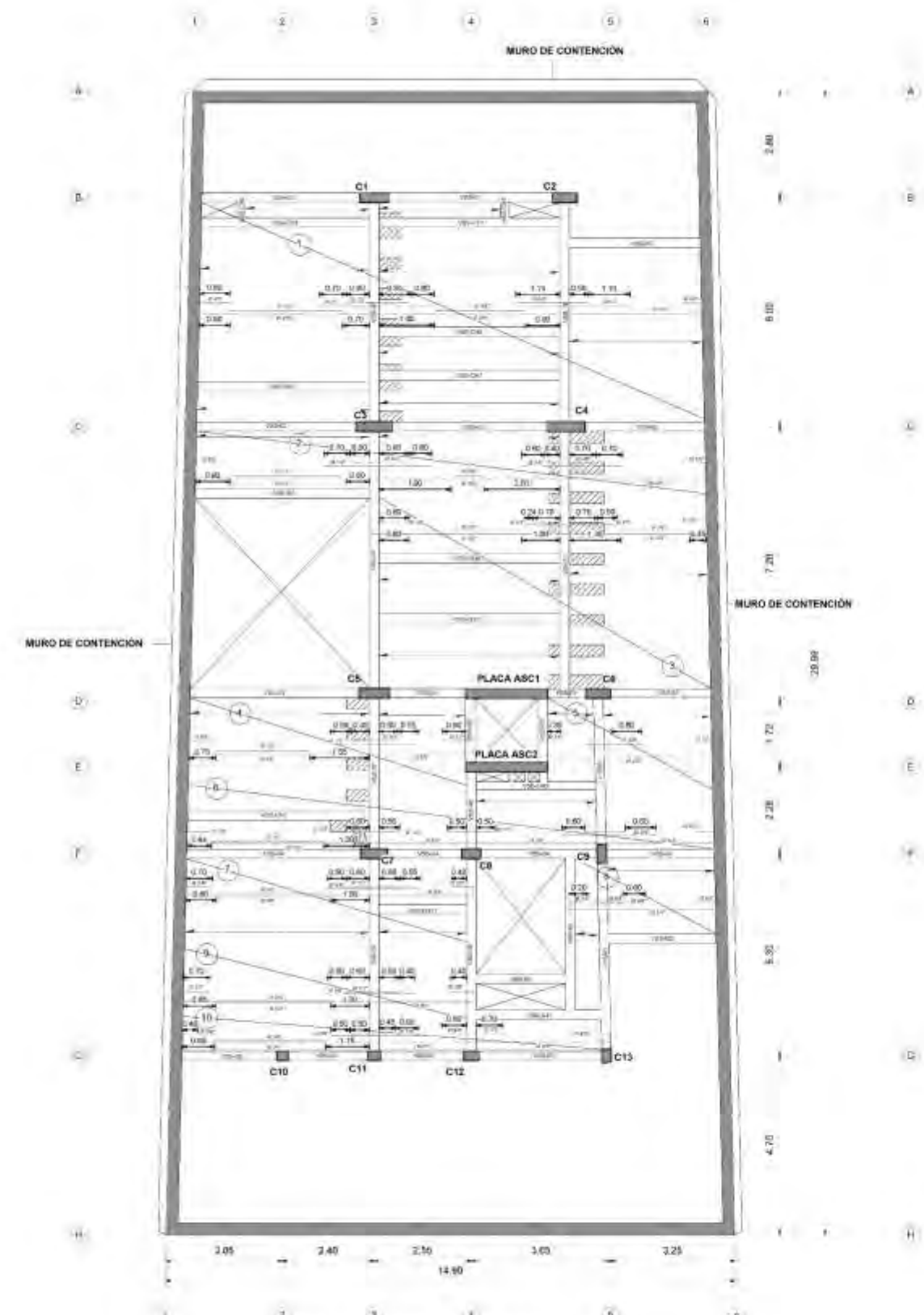
UBICACION EN PLANTA DE LA ZAPATA AISLADA DE LA COLUMNA C3





ENCOFRADO SOTANO 1

1 : 75



ENCOFRADO SEMISOTANO

1 : 75



PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATOLICA DEL PERU

ANÁLISIS TÉCNICO-ECONÓMICO DEL USO DE CONCRETO  
PREMEZCLADO DE F'c = 21 MPa Y F'c = 28 MPa EN UN  
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 4 PISOS, UN SEMISOTANO Y UN  
SOTANO

Elaborado por  
PABLO RICÁLDE LIMACO  
RICARDO ARIZA GOMEZ

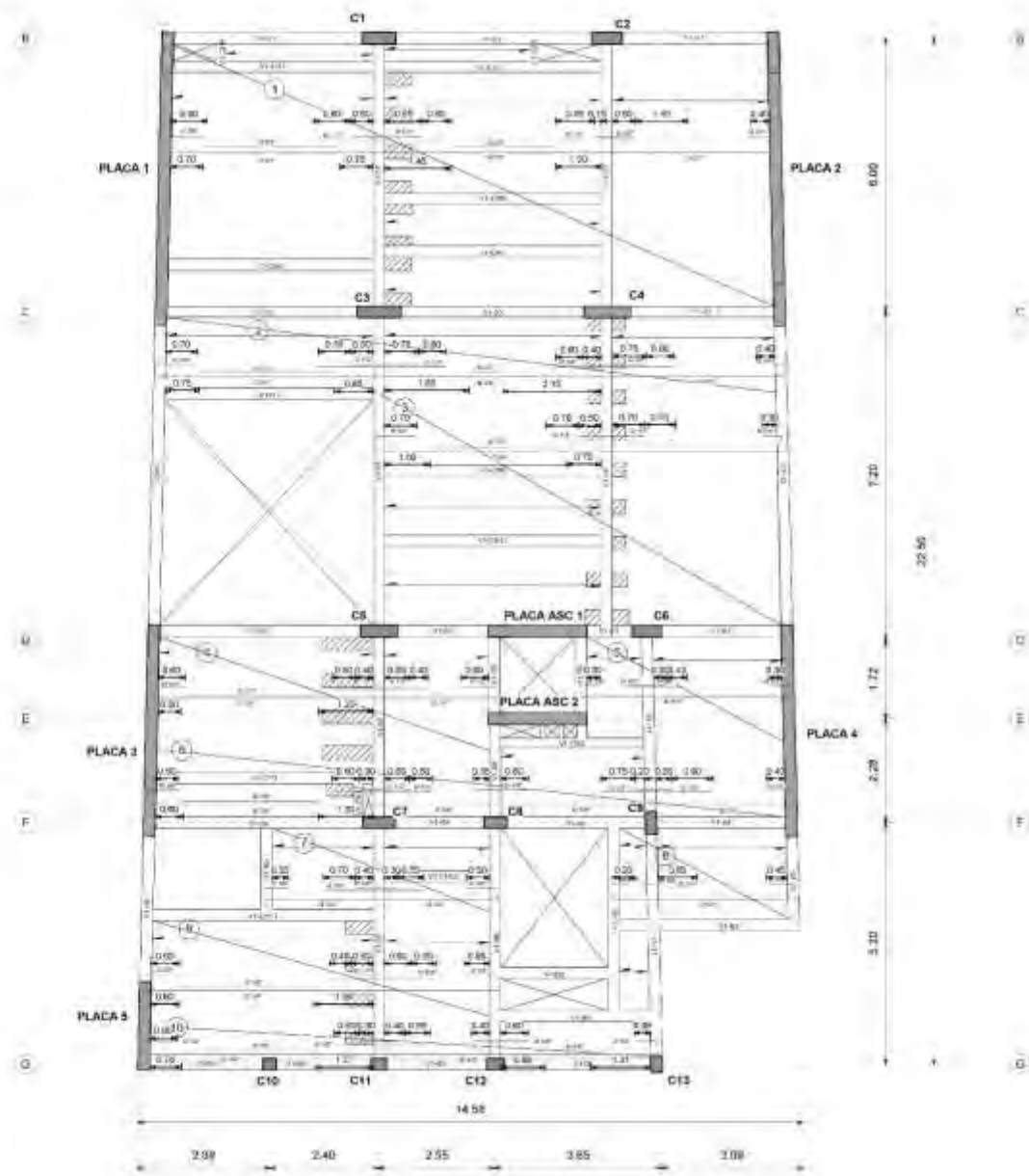
Asesor  
CHRISTIAN ASMAT GÁRAYCOCHEA

Plano  
Encofrado S5 y S1  
(28MPa)

Lamina  
E-11

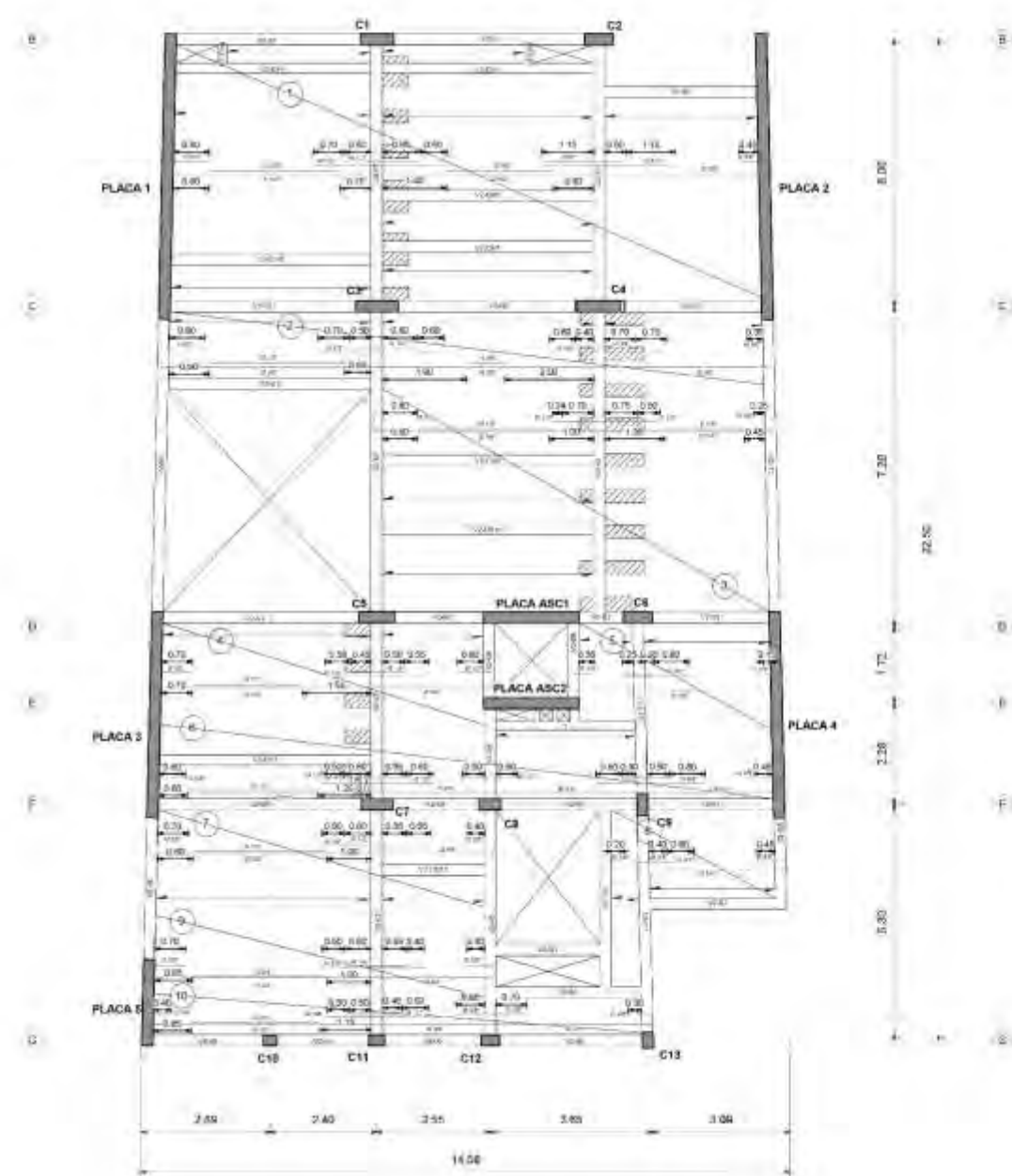
Escala  
1 : 75

Fecha  
JULIO 2020



ENCOFRADO 1ER NIVEL

1 : 75



ENCOFRADO 2DO NIVEL

1 : 75



PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATOLICA DEL PERU

ANÁLISIS TÉCNICO-ECONÓMICO DEL USO DE CONCRETO  
PREMEZCLADO DE F'c = 21 MPa Y F'c = 28 MPa EN UN  
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 4 PISOS, UN SEMISOTANO Y UN  
SOTANO

Elaborado por  
PABLO RICALDE LIMACO  
RICARDO ARIZA GÓMEZ

Asesor  
CHRISTIAN ASMAT GARAYCOCHEA

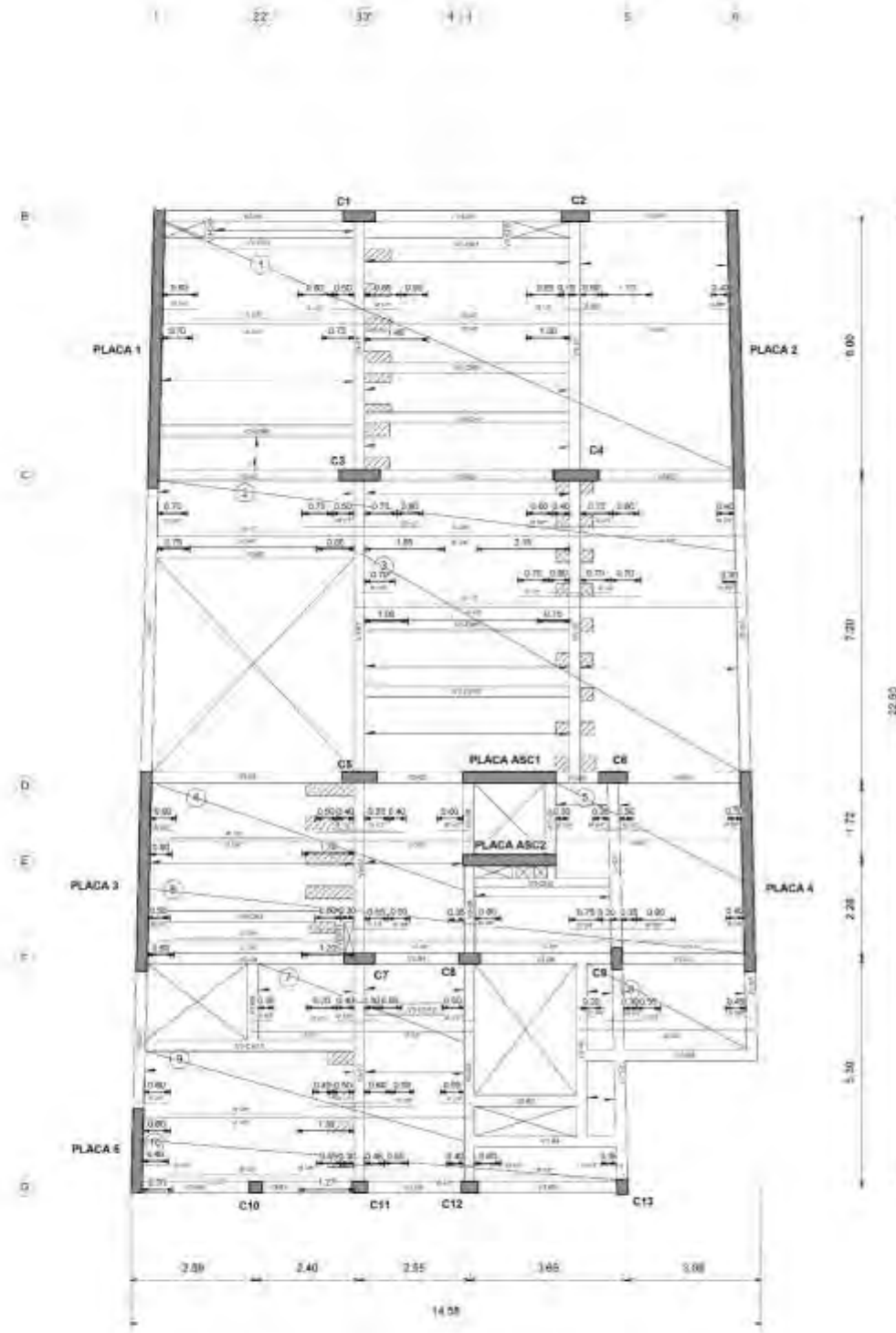
Plano  
Encofrado P1 y P2  
(28MPa)

Lamina  
E-12

Escala  
1 : 75

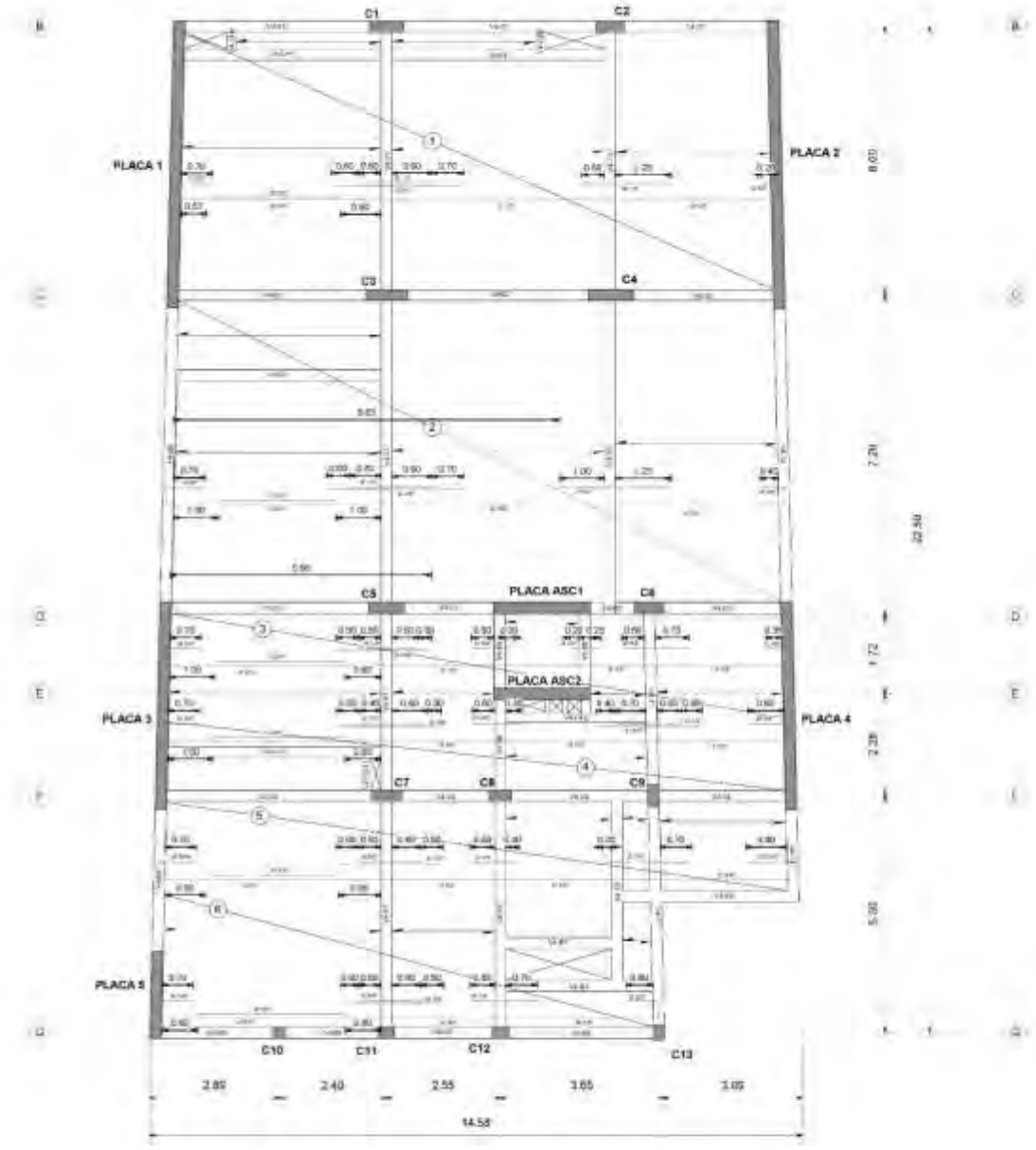
Fecha  
JULIO 2020





ENCOFRADO 3ER NIVEL

1 : 75



ENCOFRADO 4TO NIVEL

1 : 75



PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATOLICA DEL PERU

ANÁLISIS TÉCNICO-ECONÓMICO DEL USO DE CONCRETO  
PREMEZCLADO DE F'c = 21 MPa Y F'c = 28 MPa EN UN  
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 4 PISOS, UN SEMISOTANO Y UN  
SOTANO

Elaborado por  
PABLO RICALDE LIMACO  
RICARDO ARIZA GOMEZ

Asesor  
CHRISTIAN ASMAT GARAYCOCHEA

Plano  
Encofrado P3 y P4  
(28MPa)

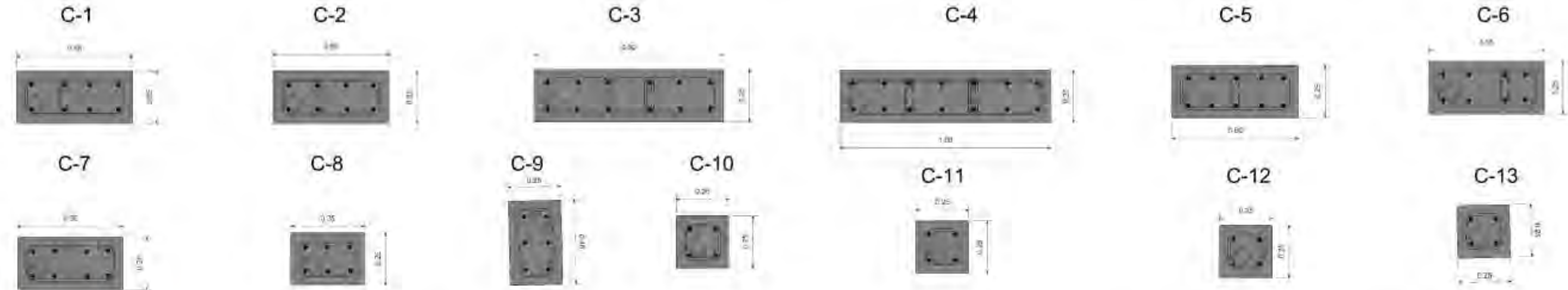
Lamina  
E-13

Escala  
1 : 75

Fecha  
JULIO 2020

### CUADRO DE COLUMNAS f'c=28MPa

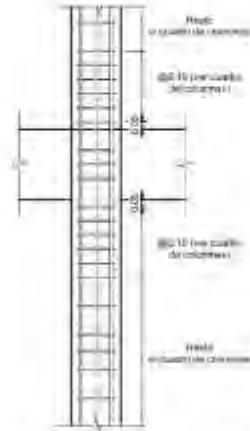
COL	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6	C-7	C-8	C-9	C-10	C-11	C-12	C-13
<b>PISO</b>													
<b>SOTANO</b>	0.25 x 0.55 8Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.55 8Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.90 12Ø3/4" 1 Ø3/8"+2 Ø3/8" :1@.05, 8@0.10, resto@.20	0.25 x 1.00 14Ø3/4" 1 Ø3/8"+2 Ø3/8" :1@.05, 7@0.10, resto@.20	0.25 x 0.60 10Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.55 8Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.50 8Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.35 6Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.40 6Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.25 14Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.25 4Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.25 4Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.25 4Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20
<b>SEMISOTANO</b>	0.25 x 0.55 8Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.55 8Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.90 12Ø3/4" 1 Ø3/8"+2 Ø3/8" :1@.05, 8@0.10, resto@.20	0.25 x 1.00 14Ø3/4" 1 Ø3/8"+2 Ø3/8" :1@.05, 7@0.10, resto@.20	0.25 x 0.60 10Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.55 8Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.50 8Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.35 6Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.40 6Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.25 14Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.25 4Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.25 4Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.25 4Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20
<b>1ER PISO</b>	0.25 x 0.55 8Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.55 8Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.90 12Ø3/4" 1 Ø3/8"+2 Ø3/8" :1@.05, 8@0.10, resto@.20	0.25 x 1.00 14Ø3/4" 1 Ø3/8"+2 Ø3/8" :1@.05, 7@0.10, resto@.20	0.25 x 0.60 10Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.55 8Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.50 8Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.35 6Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.40 6Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.25 14Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.25 4Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.25 4Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.25 4Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20
<b>2DO PISO</b>	0.25 x 0.55 8Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.55 8Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.90 12Ø3/4" 1 Ø3/8"+2 Ø3/8" :1@.05, 8@0.10, resto@.20	0.25 x 1.00 14Ø3/4" 1 Ø3/8"+2 Ø3/8" :1@.05, 7@0.10, resto@.20	0.25 x 0.60 10Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.55 8Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.50 8Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.35 6Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.40 6Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.25 14Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.25 4Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.25 4Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.25 4Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20
<b>3ER PISO</b>	0.25 x 0.55 8Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.55 8Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.90 12Ø3/4" 1 Ø3/8"+2 Ø3/8" :1@.05, 8@0.10, resto@.20	0.25 x 1.00 14Ø3/4" 1 Ø3/8"+2 Ø3/8" :1@.05, 7@0.10, resto@.20	0.25 x 0.60 10Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.55 8Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.50 8Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.35 6Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.40 6Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.25 14Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.25 4Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.25 4Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.25 4Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20
<b>4TO PISO</b>	0.25 x 0.55 8Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.55 8Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.90 12Ø3/4" 1 Ø3/8"+2 Ø3/8" :1@.05, 8@0.10, resto@.20	0.25 x 1.00 14Ø3/4" 1 Ø3/8"+2 Ø3/8" :1@.05, 7@0.10, resto@.20	0.25 x 0.60 10Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20	0.25 x 0.55 8Ø3/4" 1 Ø3/8"+1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.50 8Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.35 6Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.40 6Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.25 14Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.25 4Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.25 4Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 5@0.10, resto@.20	0.25 x 0.25 4Ø3/4" 1 Ø3/8" :1@.05, 6@0.10, resto@.20







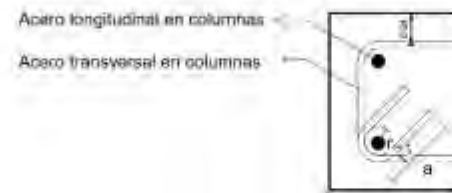
REIMATE DE COLUMNAS



CONCENTRACIÓN DE ESTRIBOS EN COLUMNAS



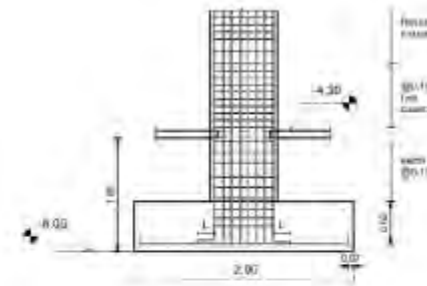
DETALLE NUDO COLUMNA-VIGA



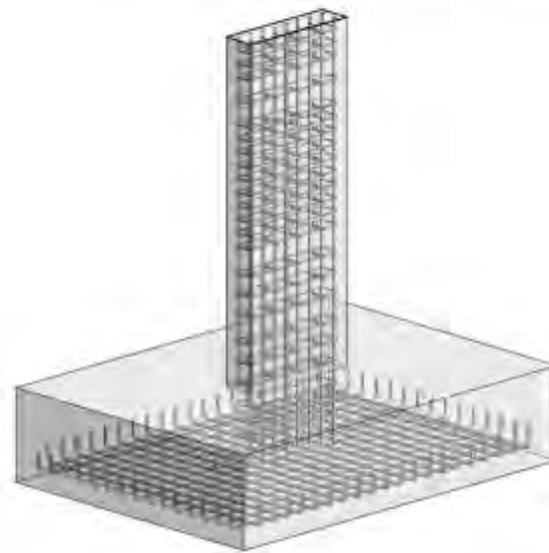
Ø	r (cm)	a (cm)
3/8"	3	10

DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS

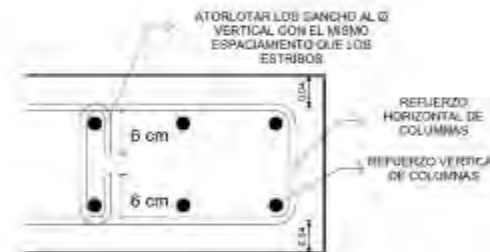
REFUERZO	L (m)
3/8" - 5mm	0.15
Ø 1"	0.15
5/8"	0.20
3/4"	0.25
1"	0.30
1 3/8"	0.40



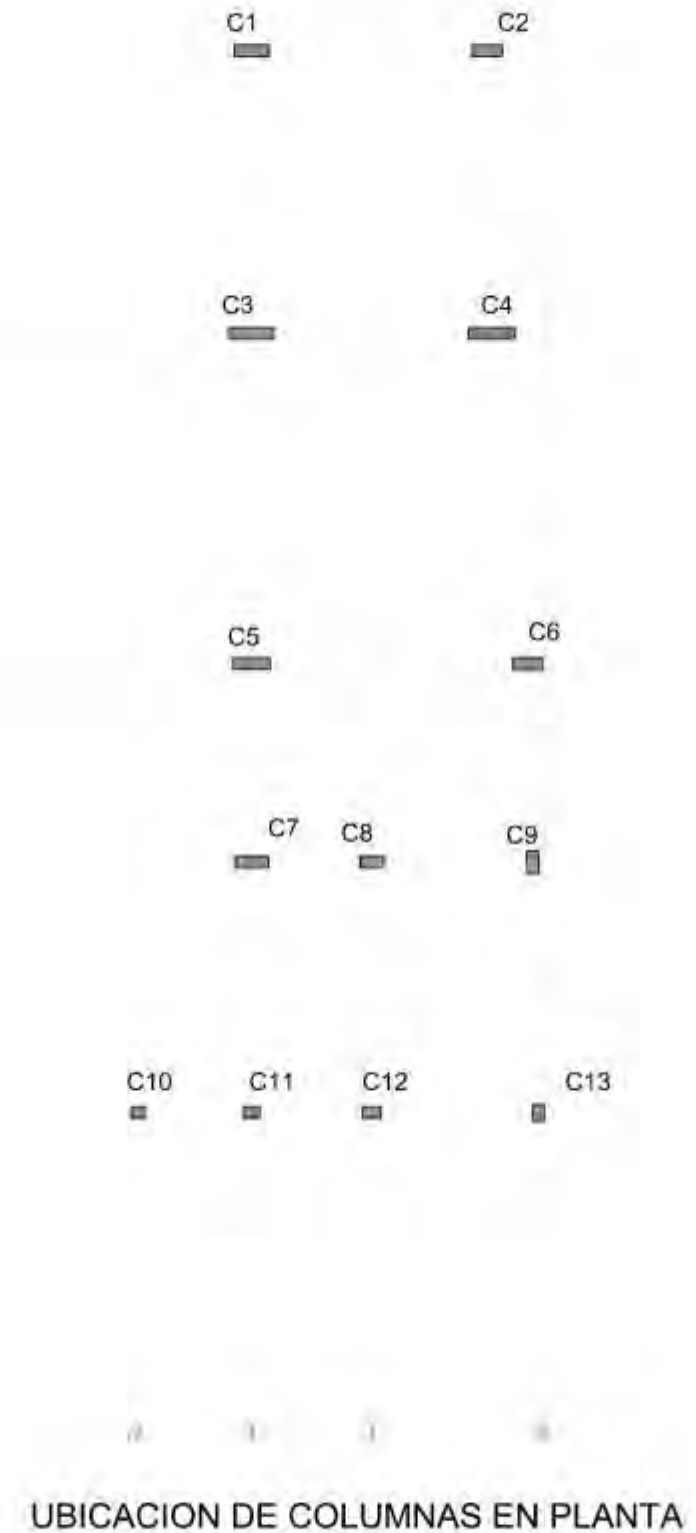
DETALLE DE ANCLAJE DE ACERO DE COLUMNAS EN ZAPATA



DETALLE 3D DE ANCLAJE DE ACERO DE COLUMNAS EN ZAPATA



DETALLE DE GANCHOS EN COLUMNAS



UBICACION DE COLUMNAS EN PLANTA



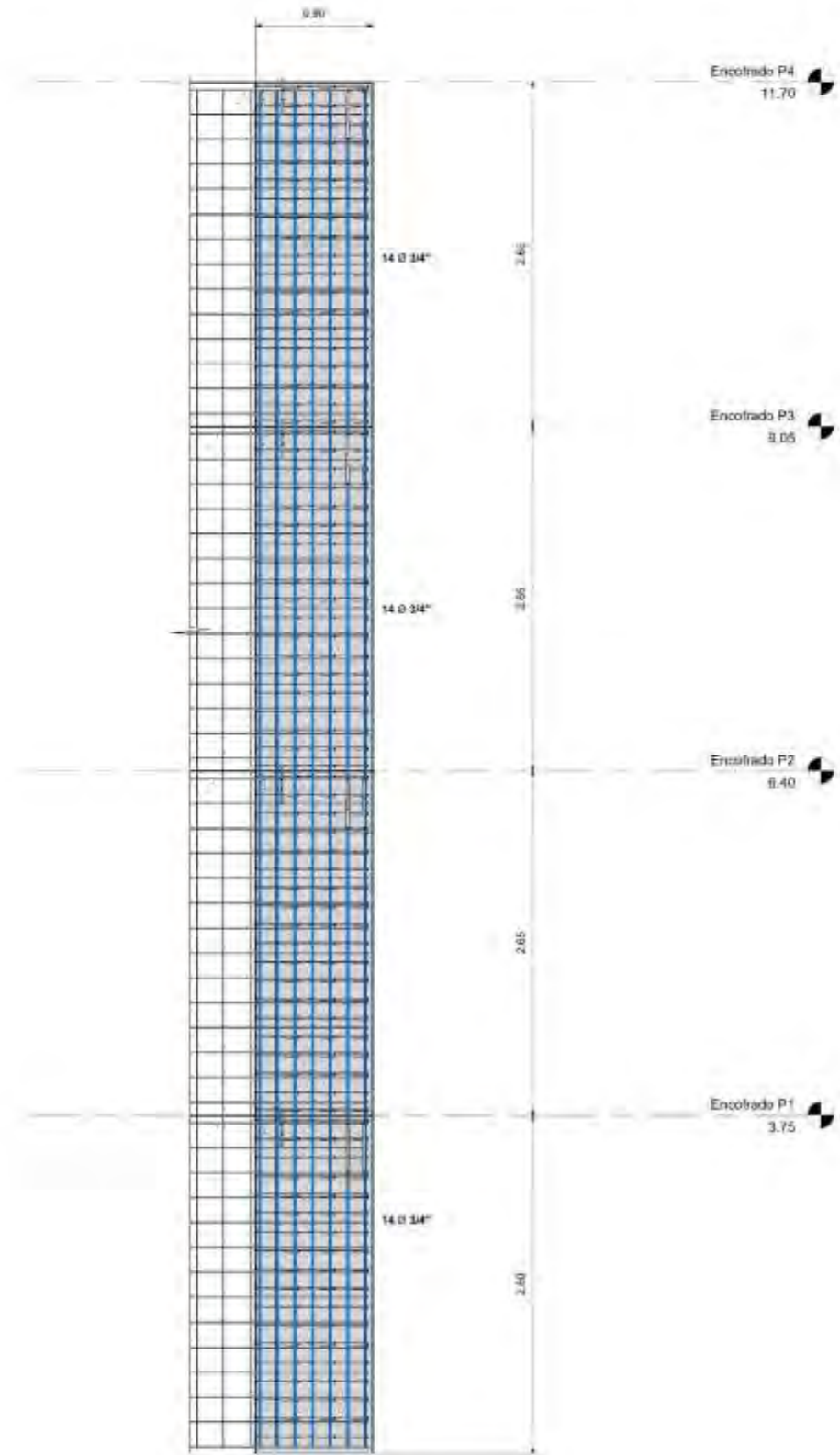
NUCLEO 1:  
3 estrib. 3/8" @ 0.15



NUCLEO 2:  
3 estrib. 3/8" @ 0.15

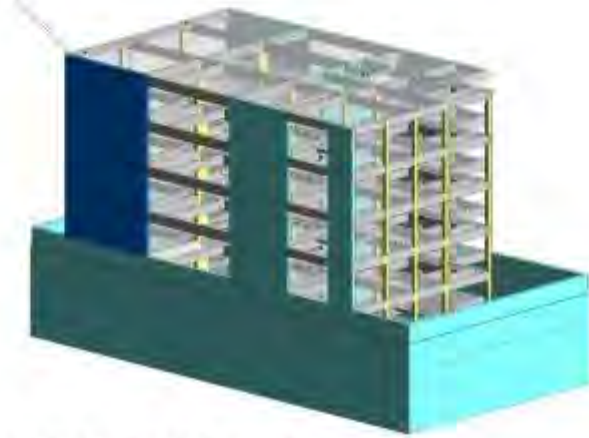
SECCION PLACA 1

1 : 20



DETALLE NUCLEO TIPICO EN PLACA 1

PLACA 1



UBICACION 3D DE PLACA 1



**PUCP**

PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATOLICA DEL PERU

1 - 25  
ANÁLISIS TÉCNICO-ECONÓMICO DEL USO DE CONCRETO  
PREMEZCLADO DE F'c = 21 MPa Y F'c = 28 MPa EN UN  
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 4 PISOS, UN SEMISOTANO Y UN  
SOTANO

Elaborado por  
PABLO RICALDE LIMACO  
RICARDO ARIZA GOMEZ

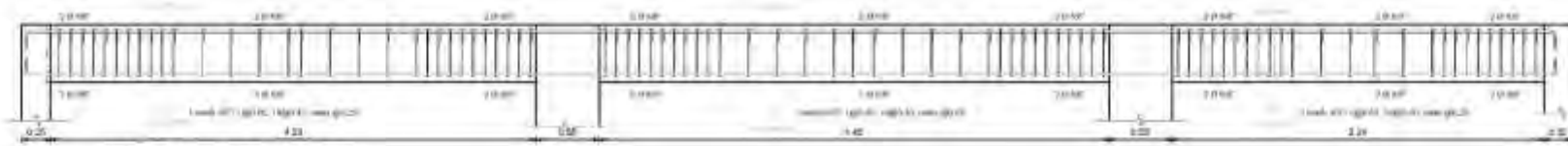
Aseor  
CHRISTIAN ASMAT GARAYCOCHEA

Plano  
Detalles de placa 1  
(28MPa)

Lamina  
E-16

Escala  
Como se  
indica

Fecha  
JULIO 2020



V4-01 (0.25 x 0.50)

1:30



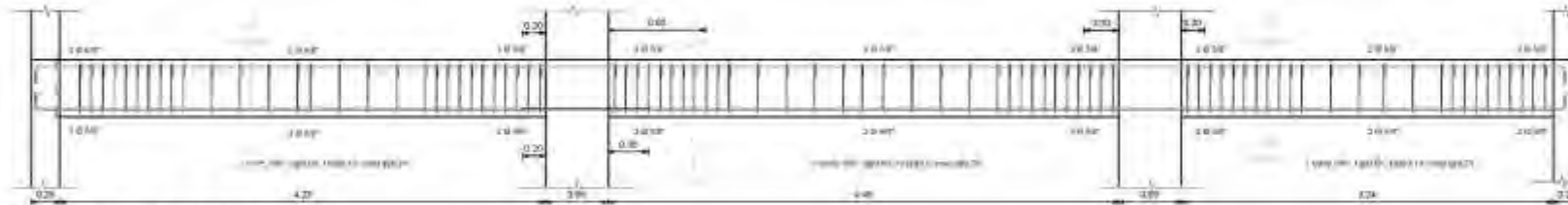
X-X (V4-01)



Y-Y (V4-01)

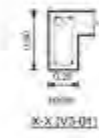


Z-Z (V4-01)

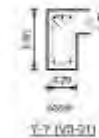


V3-01 (0.25 x 0.50)

1:30



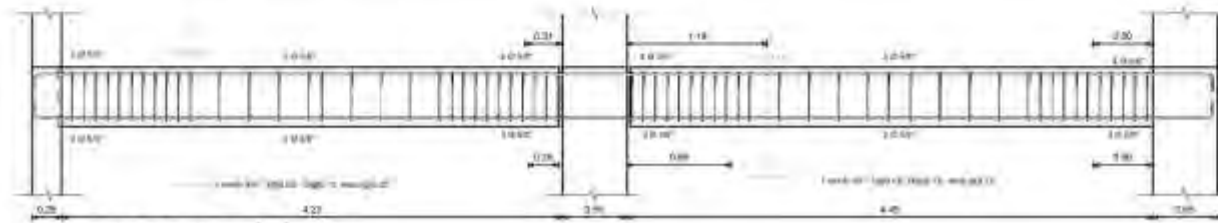
X-X (V3-01)



Y-Y (V3-01)



Z-Z (V3-01)



V2-01 (0.25 x 0.50)

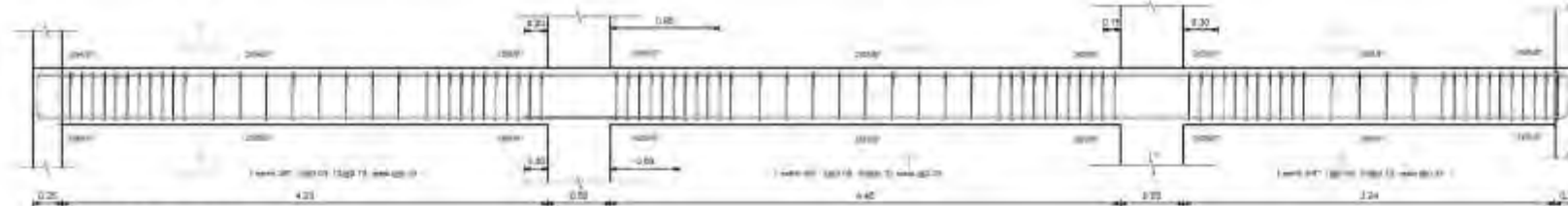
1:30



X-X (V2-01)



Y-Y (V2-01)



V1-01 (0.25 x 0.50)

1:30



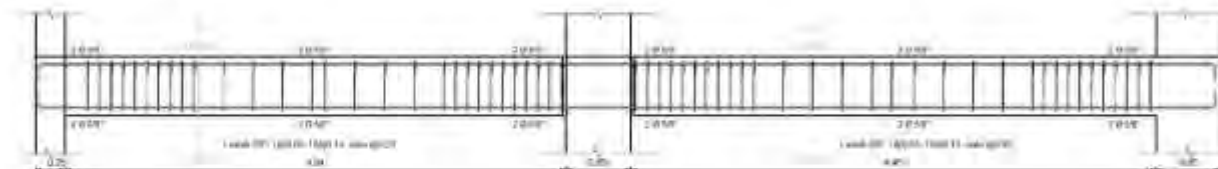
X-X (V1-01)



Y-Y (V1-01)

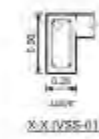


Z-Z (V1-01)



VSS-01 (0.25 x 0.50)

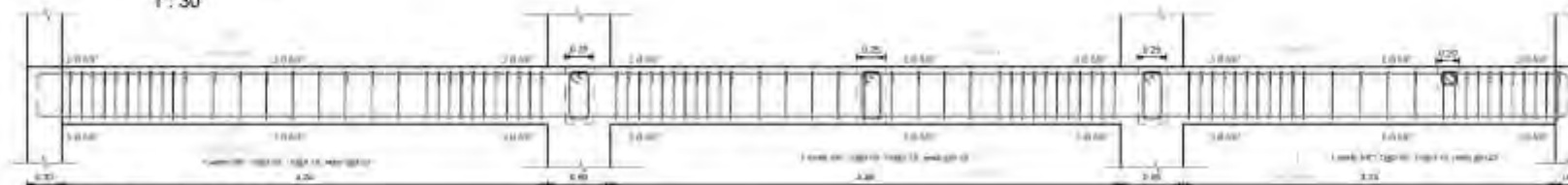
1:30



X-X (VSS-01)



Y-Y (VSS-01)

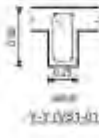


VS1-01 (0.25 x 0.50)

1:30



X-X (VS1-01)



Y-Y (VS1-01)



Z-Z (VS1-01)



PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATOLICA DEL PERU

ANÁLISIS TÉCNICO-ECONÓMICO DEL USO DE CONCRETO  
PREMEZCLADO DE F'c = 21 MPa Y F'c = 28 MPa EN UN  
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 4 PISOS, UN SEMISOTANO Y UN  
SOTANO

Elaborado por  
PABLO RICALDE LIMACO  
RICARDO ARIZA GÓMEZ

Asesor  
CHRISTIAN ASMAT GARAYCOCHEA

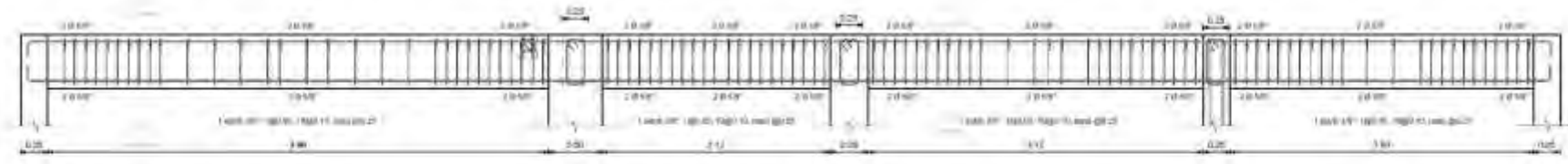
Plano  
Plano de Vigas Eje B  
(28MPa)

Lamina  
E-17

Escala  
1:30

Fecha  
JULIO 2020





V4-04 (0.25 x 0.50)

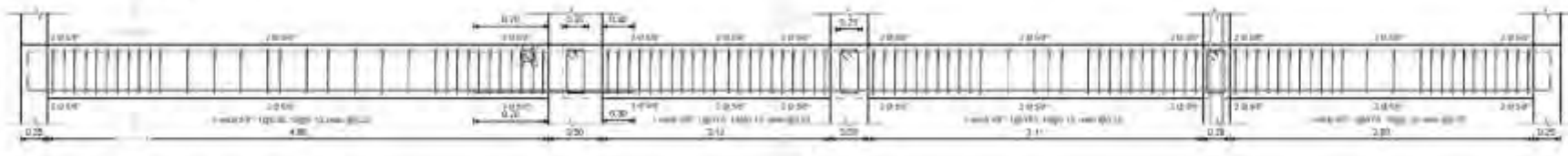
1 : 30



X-X (V4-04)



Y-Y (V4-04)



V3-04 (0.25 x 0.50)

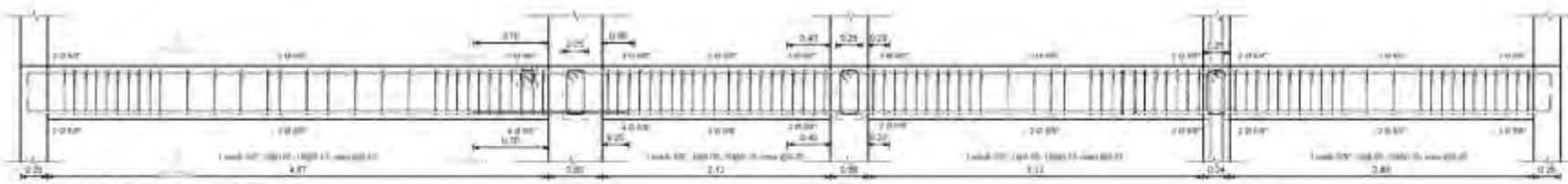
1 : 30



W-W (V3-04)



Y-Y (V3-04)

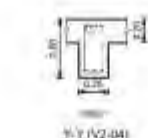


V2-04 (0.25 x 0.50)

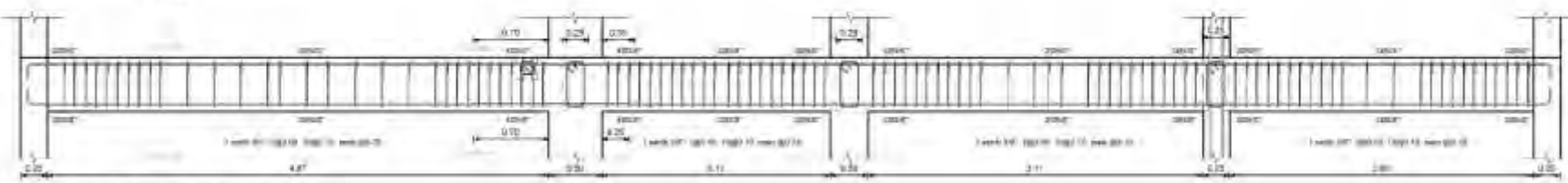
1 : 30



X-X (V2-04)



Y-Y (V2-04)

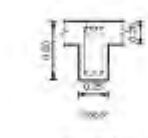


V1-04 (0.25 x 0.50)

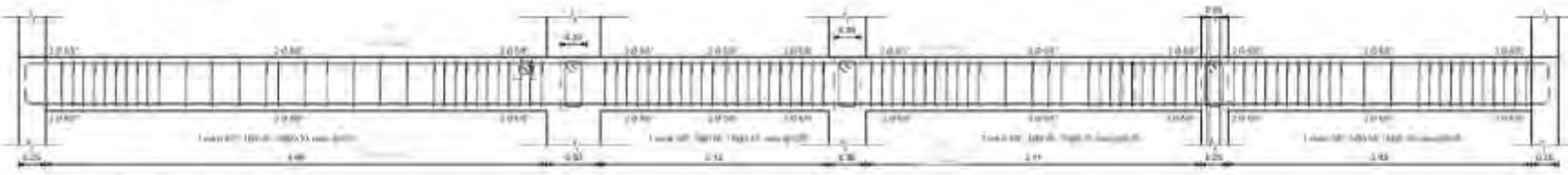
1 : 30



X-X (V1-04)



Y-Y (V1-04)



VSS-04 (0.25 x 0.50)

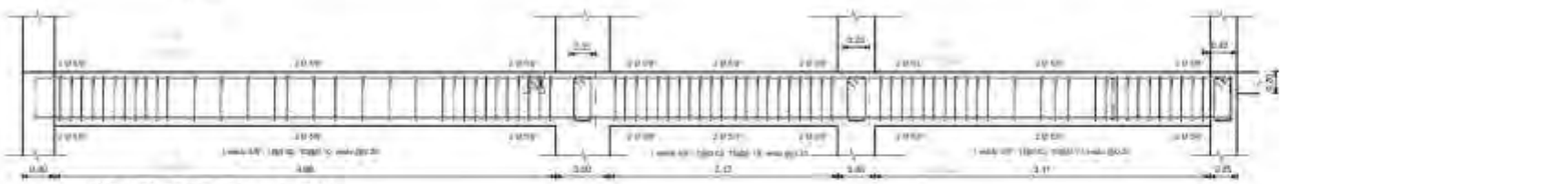
1 : 30



X-X (VSS-04)

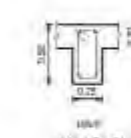


Y-Y (VSS-04)



VS1-04 (0.25 x 0.50)

1 : 30

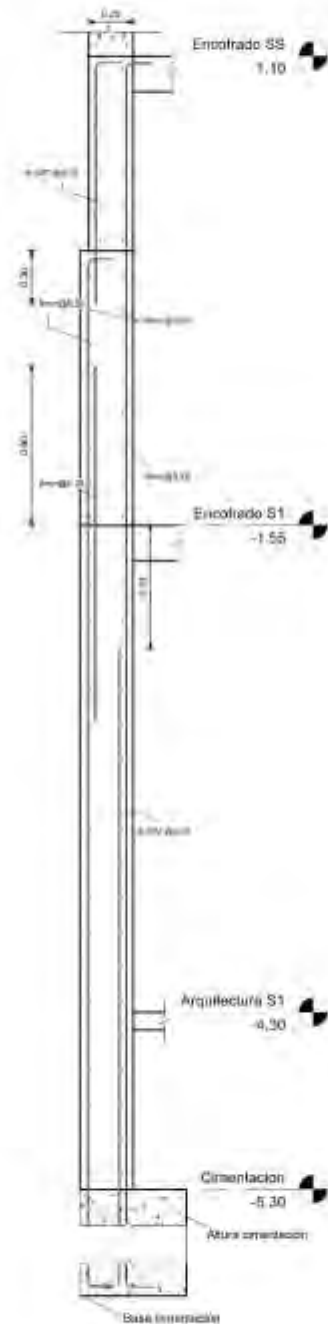


X-X (VS1-04)



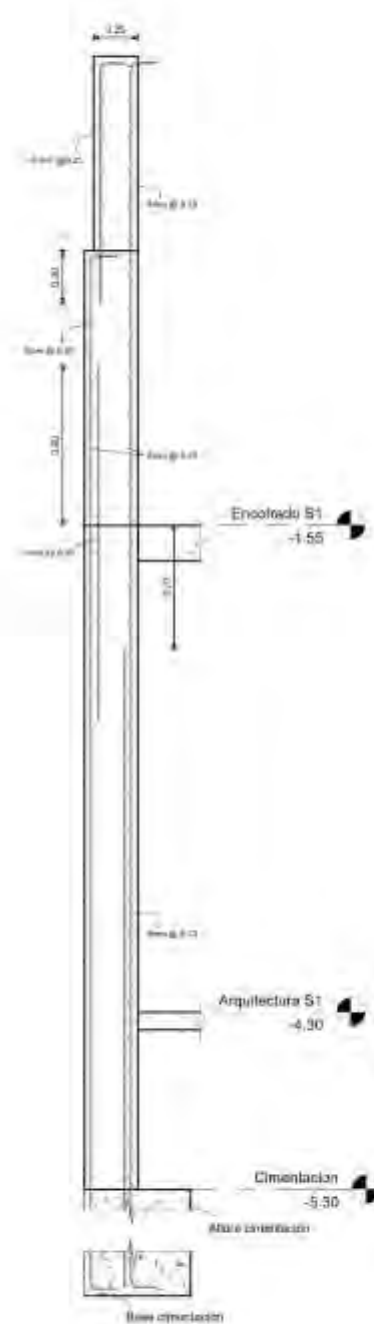
Y-Y (VS1-04)

NOTA: El diseño de los muros de contención 1, 2 y 3 son idénticos por lo que solo se muestra el detalle de uno de ellos



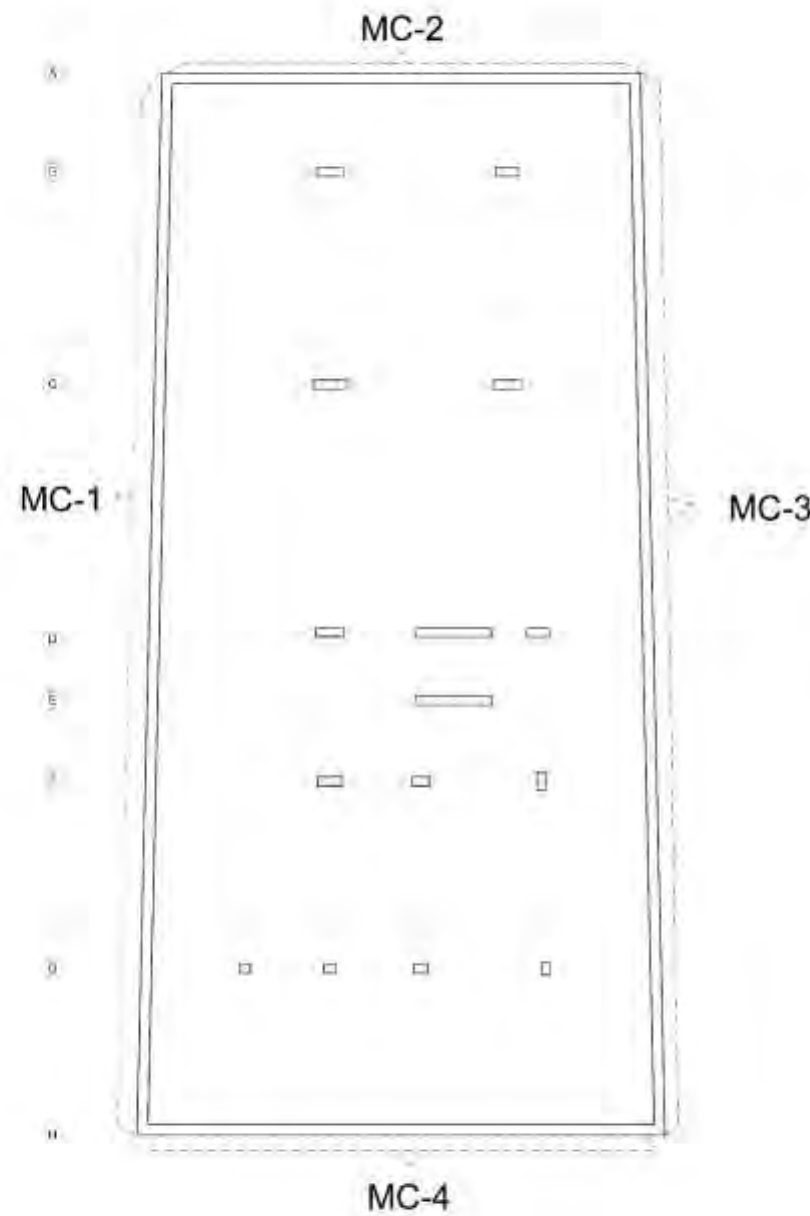
ELEVACION MURO DE CONTENCIÓN 1

1 : 20



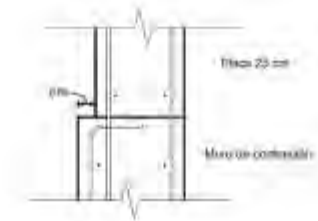
ELEVACION MURO DE CONTENCIÓN 4

1 : 20



VISTA EN PLANTA MURO DE CONTENCIÓN

1 : 100



Detalle de cambio de sección MC y placa

1 : 10



# CIMENTACIONES

## 1 RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION

TIPO DE CIMENTACION	ZAPATAS AISLADAS
ESTRATO DE APOYO	ORAVA
PROFUNDIDAD MIN. DE CIMENTACION	-1.00 msnsl
PRESION ADMISIBLE	3.5 kg/cm <sup>2</sup>
MAXIMO ASENTAMIENTO ESPERADO	20mm
PROFUNDIDAD DE NIVEL FREATICO	NO ENCONTRADO
RECOMENDACIONES ADICIONALES	NO SE ENCONTRÓ PRESENCIA DE SULFATOS NI SALES AGRESIVAS, USAR CEMENTO PORTLAND TIPO V.

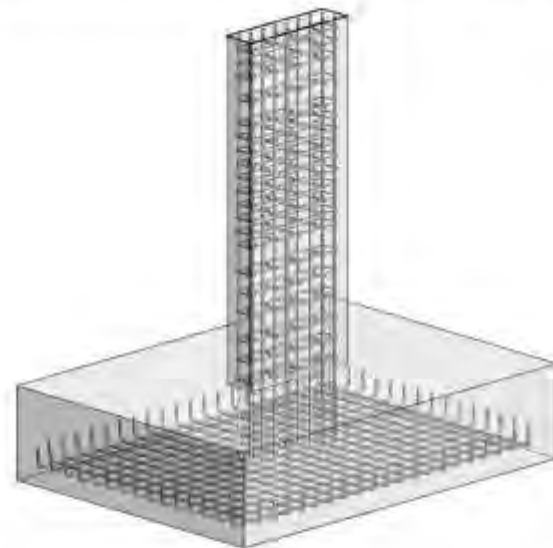
2. LAS EXCAVACIONES DEBERAN MANTENERSE LIBRES DE AGUA ANTES Y DURANTE EL VACIADO DEL CONCRETO.

3. NO DEBE CIMENTARSE SOBRE TURBA, SUELO ORGANICO, TIERRA VEGETAL, DESMORTE, RELLENO SANITARIO O RELLENO ARTIFICIAL Y ESTOS MATERIALES ADECUADOS DEBERAN SER REMOVIDOS EN SU TOTALIDAD, ANTES DE CONSTRUIR LA EDIFICACION Y SER REEMPLAZADOS CON MATERIALES ADECUADOS DEBIDAMENTE COMPACTADOS.

4. EN EL CASO EN QUE AL NIVEL DE CIMENTACION SE ENCUENTRE UN LENTE DE BOLSÓN DE LIMO, DEBERA PROFUNDIZARSE LA EXCAVACION HASTA SOBREPASARLO POR LO MENOS 0.20 m Y VACIAR EN LA ALTURA DE SOBRE EXCAVACION EFECTUADA UN FALSO CIMENTO DE CONCRETO COLORADO.

5. LAS INSTALACIONES DE AGUA Y DESAGUE DEBERAN CONSTRUIRSE DE TAL MANERA QUE NO SE PRODUZCAN PERDIDAS DE AGUA QUE AFECTEN LAS CARACTERISTICAS FISICO MECANICAS DE LOS SUELOS DE CIMENTACION QUE PUEDAN DISMINUIR SU CAPACIDAD PORTANTE.

6. EN LAS AREAS DONDE SE CONSTRUYAN PISOS, TERRAZAS O PATIOS, DEBERA RETIRARSE LA CAPA SUPERIOR DE RELLENO EN UN ESPESOR NO MENOR DE 0.20 m Y REEMPLAZARSE POR UN MATERIAL GRANULAR SELECCIONADO, SOLOCADO EN CAPAS DE NO MAS DE 0.20 m DE ESPESOR COMPACTADAS AL 95% DE LA MAXIMA DENSIDAD SECA DEL ENSAYO PROCTOR MODIFICADO, DE ESTA MANERA SE LOGRARA UN APOYO ADECUADO PARA LOS PISOS Y SE EVITARA LA FORMACION DE RAJADURAS.

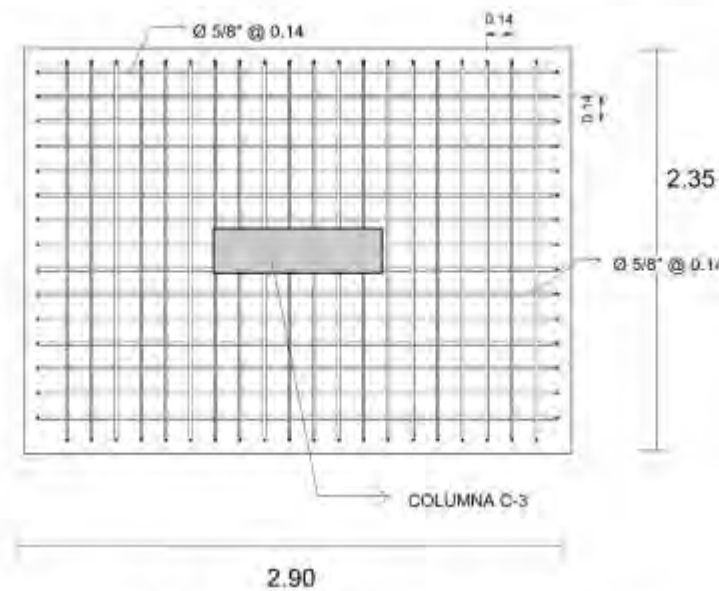


DETALLE 3D DE ANCLAJE DE ACERO DE COLUMNAS EN ZAPATA

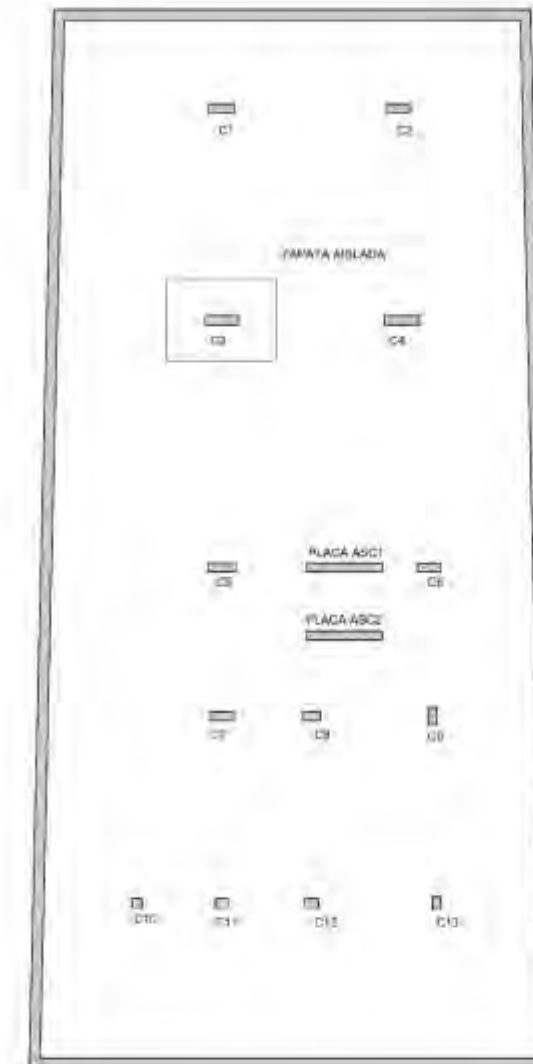
REFUERZO	L (m)
38" - 0.00m	0.10
12"	0.10
58"	0.20
34"	0.25
1"	0.30
1.38"	0.40



DETALLE DE ANCLAJE DE ACERO DE COLUMNAS EN ZAPATA



DISTRIBUCION DE ACERO EN ZAPATA DE LA COLUMNA C-3



UBICACION EN PLANTA DE LA ZAPATA AISLADA DE LA COLUMNA C3