

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ANÁLISIS TÉCNICO ECONÓMICO DE LA CIMENTACIÓN DE UN
EDIFICIO DE CUATRO PLANTAS MEDIANTE EL SISTEMA DE
LOSA DE CIMENTACIÓN POST TENSADO VS EL SISTEMA DE
HORMIGÓN ARMADO CONVENCIONAL**

**TRABAJO DE TITULACIÓN, PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL, MENCIÓN ESTRUCTURAS**

PEDRO ISRAEL ALMACHE CAÑIZARES

pedro.almache@epn.edu.ec

ROBERTO ANDRÉS CAICEDO CHAMORRO

roberto.caicedo@epn.edu.ec

DIRECTOR: ING. NICOLAY BERNARDO YANCHAPANTA GÓMEZ M.Sc.

nicolay.yanchapanta@epn.edu.ec

Quito, septiembre 2020

DECLARACIÓN

Nosotros, PEDRO ISRAEL ALMACHE CAÑIZARES Y ROBERTO ANDRÉS CAICEDO CHAMORRO, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normativa institucional vigente.

PEDRO ISRAEL
ALMACHE CAÑIZARES

ROBERTO ANDRÉS
CAICEDO CHAMORRO

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Pedro Israel Almache Cañizares y Roberto Andrés Caicedo Chamorro, bajo mi supervisión.

ING. NICOLAY YANCHAPANTA M.Sc.
DIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTO

Quisiera expresar mi agradecimiento a Dios por enseñarme que es necesario adaptarnos a cualquier momento, tiempo y circunstancia para alcanzar la meta.

Llegar hasta este punto no habría sido posible sin el apoyo constante de mi familia, a quienes agradezco por estar a mi lado día a día y por brindarme el apoyo, ánimo y las palabras precisas en el momento correcto.

A la Escuela Politécnica Nacional y a todas las personas que el transcurso de mi formación académica contribuyeron para alcanzar aquello que una vez solo fue un sueño.

A mis compañeros por los momentos y las experiencias compartidas.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios y a la Virgen Santísima “Mi Purita” por darme la vida, la salud y haberme permitido culminar una de mis metas como es la culminación de mi carrera como Ingeniero Civil.

Parece que fue ayer cuando esta casona del saber me dio la bienvenida, mi querida Escuela Politécnica Nacional. Las oportunidades que me ha brindado son incomparables.

Mi gratitud muy profunda a todos los Ingenieros y Catedráticos de la Facultad de Ingeniería Civil por brindarnos sus conocimientos y su experiencia profesional en mis años de estudio.

De manera especial al Ing. Msc. Nicolay Yanchapanta por su apoyo y preocupación en la culminación de este proyecto al Ing. Luis Boso, al Ing. Jorge Valverde, al Ing. Miguel Morales por brindarnos la información requerida, Ing. Juliany de la Torre, Dr. Luis Hernández por formar parte de nuestro tribunal y todos los profesionales que en las aulas o fuera de ellas han tenido la predisposición de aportar de una u otra forma, tanto profesional como personalmente con sus conocimientos, consejos, y por el tiempo dedicado; a todos ellos muchas gracias.

Roberto

DEDICATORIA

A mi familia quienes me han enseñado que el esfuerzo y la constancia son la clave para cumplir con uno de los desafíos más grandes de la vida que es la superación personal.

DEDICATORIA

Para mi es gratificante y como un gesto sencillo de gratitud quiero dedicar el presente proyecto a Dios y la Virgen Santísima de la Purificación.

Sencillo no ha sido este proceso, mi gratitud muy profunda a mis dos madres; mi madre Purificación Guevara por brindarme su cariño y amor desde muy niño.

A mi madre Consuelo Chamorro por su apoyo incondicional, por ese apoyo moral y el entusiasmo en el trabajo sea cual sea. Gracias a Gustavo, a mis hermanos por sus consejos y experiencias vividas.

A un Pilar fundamental como lo es mi hija Ariana, a mi esposa y compañera Adriana, gracias por estar presente no solo en esta etapa de mi vida, sino en cada momento con su paciencia y amor.

A mi Tío Renzo Andrade, a mi Tía Eliza Chamorro y su familia, a Iván Castillo y su familia, gracias a todos ellos por abrirme las puertas de su hogar tal vez cuando una puerta se cerró.

A todos mis amigos, compañeros, vecinos. A mi querida ciudad San Pedro de Huaca que me vio nacer y crecer; perdón si me olvido de alguien en esta sencilla pero muy sentida dedicatoria.

Este triunfo y todos los que están por venir, siempre estarán dedicados hacia ustedes.

Roberto

INDICE

DECLARACIÓN.....	II
CERTIFICACIÓN.....	III
AGRADECIMIENTO.....	IV
AGRADECIMIENTO.....	V
DEDICATORIA.....	VI
DEDICATORIA.....	VII
INDICE.....	1
ÍNDICE DE TABLAS.....	8
ÍNDICE DE FIGURAS.....	10
RESUMEN.....	13
ABSTRACT.....	14
PRESENTACIÓN.....	15
CAPITULO I.....	16
1 INTRODUCCIÓN.....	16
1.1 ANTECEDENTES.....	16
1.1.1 HISTORIA Y DESARROLLO DEL POSTENSADO.....	17
1.1.2 NOCIONES BÁSICAS DEL POSTENSADO.....	18
1.1.3 PARÁMETROS A CONSIDERAR DEL HORMIGÓN PREESFORZADO.....	20
1.2 APLICACIONES DEL POSTENSADO EN LA CONSTRUCCIÓN.....	21
1.2.1 LOSAS DE CIMENTACIÓN.....	21
1.2.2 LOSAS DE CIMENTACIÓN NERVADAS SOBRE SUELOS EXPANSIVOS.....	22
1.2.3 LOSAS DE CIMENTACIÓN DE ESPESOR UNIFORME.....	23
1.2.4 LOSAS DE CIMENTACIÓN SOBRE SUELOS ESTABLES.....	24
1.2.5 PISOS INDUSTRIALES LIVIANOS.....	25

1.2.6	PISOS INDUSTRIALES PESADOS.....	26
1.2.7	CIMENTACIONES NERVADAS.....	27
1.2.8	CANCHAS DEPORTIVAS.....	28
1.2.9	PAVIMENTOS.....	28
1.2.10	CARRETERAS.....	29
1.3	JUSTIFICACIÓN.....	30
1.4	OBJETIVOS.....	31
1.4.1	OBJETIVO GENERAL.....	31
1.4.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	31
CAPITULO II.....		32
2	MARCO TEÓRICO.....	32
2.1	HORMIGÓN PREESFORZADO Y POSTENSADO.....	32
2.2	TIPOS DE SISTEMAS DE POSTENSADO.....	33
2.2.1	SISTEMAS DE POSTENSADO NO ADHERIDO.....	34
2.2.2	FUERZA DE UN SISTEMA ADHERIDO Y NO ADHERIDO.....	35
2.2.3	ELECCIÓN DEL SISTEMA DE POSTENSADO.....	35
2.3	ESPECIFICACIONES DEL POSTENSADO.....	35
2.3.1	REFERENCIAS ESTÁNDAR.....	36
2.4	MATERIALES.....	36
2.4.1	ACERO DE PREESFORZADO.....	36
2.4.2	ANCLAJES.....	38
2.4.3	REVESTIMIENTO.....	40
2.4.4	DUCTOS DE POSTENSADO.....	40
2.5	DISPOSICIÓN DE LOS MATERIALES.....	41
2.5.1	FABRICACIÓN.....	41
2.5.2	IDENTIFICACIÓN.....	41
2.5.3	MANEJO, ALMACENAMIENTO Y EMBALAJE DE TENDONES.....	42

2.5.4	INSTALACIÓN DE TENDONES.....	42
2.5.5	SEGURIDAD	42
2.5.6	AMBIENTES AGRESIVOS.....	43
2.5.7	INSPECCIÓN DEL RECUBRIMIENTO, DAÑOS Y PROCESOS DE REPARACIÓN	43
2.5.8	TOLERANCIAS	44
2.5.9	COLOCACIÓN DEL HORMIGÓN	44
2.5.10	ACABADO DEL TENDÓN.....	44
2.6	ANÁLISIS FLEXURAL.....	44
2.6.1	DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE	45
2.6.2	DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE CARGA EQUIVALENTE	46
2.6.3	DETERMINACIÓN DEL ESFUERZO A FLEXIÓN EN EL HORMIGÓN MEDIANTE EL DCL DE CARGAS EQUIVALENTES	47
2.6.4	REACCIONES Y MOMENTOS SECUNDARIOS MEDIANTE EL DCL DE CARGAS EQUIVALENTES	49
2.6.5	DCL COMBINADO.....	52
2.6.6	CÁLCULO DE ESFUERZOS FLECTORES EN EL HORMIGÓN MEDIANTE EL DCL COMBINADO.....	53
2.6.7	CÁLCULO DE LA RESISTENCIA NOMINAL MEDIANTE EL DCL COMBINADO.....	53
2.6.8	CÁLCULO DE ESFUERZOS BAJO CARGAS DE SERVICIO.	57
2.6.9	ESFUERZO EN EL ESTADO DE TRANSFERENCIA DE CARGAS. 58	
2.6.10	ESFUERZO DE COMPRESIÓN BAJO CARGAS DE SERVICIO..	59
2.6.11	CÁLCULO DE DEFLEXIONES.....	59
2.6.12	RESISTENCIA NOMINAL	60
2.6.13	LÍMITE SUPERIOR DE REFUERZO.....	61
2.6.14	REQUISITOS MÍNIMOS DE REFUERZO	61
2.6.15	REQUISITOS DE CORTANTE	62

2.6.16	PÉRDIDAS DE PREESFUERZO.....	62
2.7	PROCESOS DE CONSTRUCCIÓN Y DISEÑO.....	63
2.7.1	DISEÑO GENERAL DEL TENDÓN PARA LOSAS.....	63
2.7.2	LOSA DE CIMENTACIÓN POSTENSADA.....	63
2.7.3	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.....	64
2.7.4	FACTORES QUE AFECTAN EL DISEÑO.....	64
2.7.5	FACTOR DE SEGURIDAD F_s	65
2.7.6	RESTRICCIONES AL MOVIMIENTO LATERAL.....	65
2.7.7	CONSTRUCCIÓN.....	65
CAPÍTULO III.....		66
3	METODOLOGÍA.....	66
3.1	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	66
3.1.1	ARQUITECTURA DEL PROYECTO.....	66
3.1.2	REQUISITOS PARA EL DISEÑO SÍSMICO.....	67
3.1.3	SISTEMA ESTRUCTURAL.....	67
3.1.4	MATERIALES CONSTITUTIVOS.....	68
3.1.5	CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE CIMENTACIÓN.....	69
3.2	PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO.....	69
3.3	PRE-DISEÑO DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO.....	71
3.3.1	VIGAS.....	72
3.3.2	LOSAS BIDIRECCIONALES.....	73
3.3.3	VIGAS DE BORDE.....	75
3.3.4	COLUMNAS.....	76
3.3.5	MURO.....	77
3.3.6	CIMENTACIÓN.....	78
3.3.7	CADENAS DE AMARRE.....	78
3.3.8	LOSAS PREESFORZADAS.....	78

3.3.9	FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA	79
3.4	DETERMINACIÓN DE CARGAS	79
3.4.1	CARGA MUERTA (D)	79
3.4.2	SOBRECARGA MUERTA (SDL).....	80
3.4.3	CARGA VIVA (L).....	81
3.5	COMBINACIONES DE CARGA	82
CAPÍTULO IV		84
4	EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO	84
4.1	MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO	84
4.2	MODOS DE VIBRACIÓN	85
4.2.1	CONTROL DE DERIVA DE PISO	86
4.3	VIGAS	88
4.3.1	DISEÑO A FLEXIÓN	93
4.3.2	DISEÑO A CORTE DE VIGAS	97
4.3.3	RESULTADOS DEL DISEÑO	106
4.4	COLUMNAS.....	113
4.4.1	LÍMITES DE REFUERZO LONGITUDINAL EN COLUMNAS	115
4.4.2	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD LATERAL DE COLUMNAS, SISTEMAS SIN LADEO IMPEDIDO.	116
4.4.3	REFUERZO TRANSVERSAL DE COLUMNAS	123
4.5	CONEXIÓN VIGA-COLUMNA	128
4.5.1	DETALLE DE LA CONEXIÓN	128
4.5.2	RESISTENCIA A CORTANTE	129
4.5.3	LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS EN TRACCIÓN	129
4.5.4	NUDO FUERTE – VIGA DÉBIL.....	130
4.5.5	CONFINAMIENTO, <i>Ash</i>	132
4.5.6	DETERIORO DE ADHERENCIA.....	132

4.5.7	COLUMNA FUERTE – VIGA DÉBIL	132
4.6	DISEÑO DE MURO	135
4.6.1	DISEÑO A FLEXO-COMPRESIÓN.....	135
4.6.2	DISEÑO A CORTE	135
4.6.3	LÍMITES DEL REFUERZO	136
4.6.4	DETALLE DEL REFUERZO	137
4.7	LOSAS DE ENTREPISO.....	138
4.7.1	RESISTENCIA DE DISEÑO	138
4.7.2	MÉTODO DEL NERVIO CONTINUO.	139
4.7.3	DISEÑO A FLEXIÓN	140
4.7.4	CORTE	141
4.8	CIMENTACIÓN.....	145
4.8.1	ZAPATAS AISLADAS EN DOS DIRECCIONES	147
4.8.2	LOSA DE CIMENTACIÓN DE HORMIGÓN ARMADO	152
CAPÍTULO V		159
5	LOSA DE CIMENTACIÓN POSTENSADA	159
5.1	REQUISITOS DE DISEÑO.....	159
5.2	DISEÑO DE LA LOSA DE HORMIGÓN POSTENSADO	159
5.2.1	PANDEO MÁXIMO DEL TENDÓN	159
5.2.2	CARGA BALANCEADA	160
5.3	MEMORIA DE CALCULO ADAPT BUILDER V 2015	164
5.3.1	NORMAS Y REFERENCIAS	164
5.3.2	HORMIGÓN	165
5.3.3	ACERO DE REFUERZO	165
5.3.4	TENDÓN	166
5.3.5	SUELO	166
5.3.6	CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL.....	167

5.3.7	HIPOTESIS DE CARGA.....	172
5.3.8	PROGRAMA DE CÁLCULO.....	173
5.3.9	RESULTADOS.....	173
CAPÍTULO VI.....		179
6	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	179
6.1	CONCLUSIONES.....	179
6.2	RECOMENDACIONES.....	180
BIBLIOGRAFÍA.....		182
ANEXOS.....		184
ANEXO No 1.....		185
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE LAS PROPUESTAS PARA EL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.....		185
ANEXO No 2.....		198
PLANOS ESTRUCTURALES.....		198

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Propiedades mecánicas típicas de aceros de preesforzado estándar .	38
Tabla 2.2 Identificación de la configuración de los anclajes	41
Tabla 2.3 Caracterización de los estados de carga de sistemas postensados	45
Tabla 2.4 Límite de esfuerzos de compresión en la fibra extrema.....	58
Tabla 2.5 Límite de esfuerzo de compresión	59
Tabla 2.6 Deflexiones máximas permisibles	59
Tabla 2.7 Requisito de diseño según el comportamiento supuesto.....	60
Tabla 3.1 Uso y distribución de espacios del proyecto.....	66
Tabla 3.2 Edificios de hormigón armado.....	68
Tabla 3.3 Parámetros mecánicos del suelo	69
Tabla 3.4 Parámetros de diseño sísmico	70
Tabla 3.5 Momento de inercia permitido en el análisis elástico al nivel de carga mayorada	71
Tabla 3.6 Altura mínima de vigas	72
Tabla 3.7 Altura de vigas para todos los casos	73
Tabla 3.8 Altura de vigas	73
Tabla 3.9 Espesor mínimo de losas macizas bidireccionales en vigas	74
Tabla 3.10 Espesor mínimo de muros.....	77
Tabla 3.11 Factores de reducción de resistencia	79
Tabla 3.12 Peso propio de elementos estructurales.....	80
Tabla 3.13 Resumen de valores de sobrecarga muerta de entrepiso	81
Tabla 3.14 Resumen de valores de sobrecarga para losa de cubierta.....	81
Tabla 3.15 Carga viva según la ocupación	82
Tabla 4.1 Modos de vibración, bloque Aulas	86
Tabla 4.2 Modos de vibración, bloque Gradass	86
Tabla 4.3 Derivas máximas inelásticas, bloque Aulas	87
Tabla 4.4 Derivas máximas inelásticas, bloque Gradass	87
Tabla 4.5 Resumen de las cargas aplicadas, entrepiso Aulas	88
Tabla 4.6 Resumen de las cargas aplicadas, entrepiso Gradass	88
Tabla 4.7 Momentos últimos aproximados para vigas continuas.....	89

Tabla 4.8 Cálculo de As; vigas en los bloques de Aulas	96
Tabla 4.9 Cálculo de As; vigas en volado en los bloques de Aulas	97
Tabla 4.10 Cálculo de As; vigas en Gradadas	97
Tabla 4.11 Cortantes aproximados para vigas continuas	101
Tabla 4.12 Diseño a flexión de vigas en el sentido X, sobre el eje 3, bloque Aulas	106
Tabla 4.13 Diseño a corte de vigas en el sentido X, bloque Aulas	107
Tabla 4.14 Diseño a flexión de vigas en el sentido Y, bloque Aulas.....	108
Tabla 4.15 Diseño a corte de vigas en el sentido Y, bloque Aulas	109
Tabla 4.16 Diseño a flexión de vigas en el sentido X, bloque Gradadas	110
Tabla 4.17 Diseño a corte de vigas en el sentido X, bloque Gradadas	111
Tabla 4.18 Diseño a flexión de vigas en el sentido Y, bloque Gradadas	112
Tabla 4.19 Diseño a corte vigas en el sentido Y, bloque Gradadas	113
Tabla 4.20 Cargas gravitacionales aplicadas en el bloque Aulas	114
Tabla 4.21 Cargas gravitacionales aplicadas en el bloque de Gradadas	114
Tabla 4.22 Resistencia axial máxima	115
Tabla 4.23 Diseño a flexocompresión de columnas, bloque Aulas	120
Tabla 4.24 Diseño a flexocompresión de columnas, bloque Gradadas	122
Tabla 4.25 Cálculo del refuerzo transversal de columna.....	126
Tabla 4.26 Disposición del refuerzo transversal	127
Tabla 4.27 Resistencia nominal de un nudo a cortante.....	129
Tabla 4.28 Resistencia nominal de un nudo a cortante.....	132
Tabla 4.29 Resumen de la verificación del nudo	133
Tabla 4.30 Diseño a flexión del muro	137
Tabla 4.31 Solicitaciones en elementos de borde	138
Tabla 4.32 Resumen de muros por piso	138
Tabla 4.33 Geometría de la sección de la losa	139
Tabla 4.34 Secciones críticas para cimentaciones superficiales	146
Tabla 4.35 Resumen del diseño de zapatas	151
Tabla 5.1 Datos de diseño de la losa postensada	163
Tabla 5.2 Cuantía y costo	177
Tabla 5.3 Tabla resumen de cantidades de obra y costos de los sistemas propuestos	178

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Preesforzado.....	19
Figura 1.2 Tipos de losas de cimentación para residencias	22
Figura 1.3 Cimentación residencial nervada	23
Figura 1.4 Losas de cimentación superficial típicas: (a) Cimentación nervada; (b) Losa de cimentación	24
Figura 1.5 Cimentaciones para edificios	25
Figura 1.6 Pisos industriales livianos	26
Figura 1.7 Pisos industriales pesados	27
Figura 1.8 Losa de cimentación nervada	28
Figura 1.9 Carreteras postensadas	29
Figura 2.1 Elemento postensado.....	33
Figura 2.2 Tendones y anclajes.....	34
Figura 2.3 Componentes del tendón	37
Figura 2.4 Anclajes (a) Placas de apoyo (b) Pocket formers	39
Figura 2.5 Diagrama de cuerpo libre combinado	46
Figura 2.6 Diagrama de cargas equivalentes	47
Figura 2.7 Equilibrio de fuerzas para un elemento preesforzado.....	48
Figura 2.8 Equilibrio de fuerzas por tensión.....	49
Figura 2.9 Diagrama de momentos generado por las reacciones de la fuerza de tensión introducida.	50
Figura 2.10 DCL del hormigón (a) y DCL del tendón removido (b).....	51
Figura 2.11 Diagrama de cuerpo libre combinado.....	52
Figura 2.12 Acciones de equilibrio para el DCL combinado.....	53
Figura 2.13 DCL de tensión y compresión del elemento.....	54
Figura 2.14 Diagrama de esfuerzos del elemento	54
Figura 2.15 DCL al primer agrietamiento	55
Figura 2.16 DCL a esfuerzo nominal	56
Figura 2.17 DCL a esfuerzo nominal con bloque rectangular de esfuerzos.....	56
Figura 2.18 DCL combinado con refuerzo no preesforzado y refuerzo a compresión	57

Figura 3.1 Espectro elástico de diseño en aceleraciones	71
Figura 3.2 Ábaco de alineamiento para estructuras con ladeo no impedido	77
Figura 4.1 Modelo de la sección Aulas y vista en planta	84
Figura 4.2 Modelo de la sección Gradadas y vista en planta	85
Figura 4.3 Diagramas de momentos últimos en las vigas en el sentido X, Aulas. 90	
Figura 4.4 Diagramas de momentos últimos en las vigas en el sentido Y, Aulas. 91	
Figura 4.5 Diagramas de momentos últimos para vigas en sentido X, Gradadas	92
Figura 4.6 Momentos últimos para vigas en sentido Y, Gradadas.	93
Figura 4.7 Cortante de diseño para vigas	98
Figura 4.8 Cortantes últimos aproximados en las vigas en el sentido X.....	102
Figura 4.9 Cortantes últimos aproximados en las vigas en el sentido Y	103
Figura 4.10 Diagrama de cortantes últimos en las vigas de gradadas, sentido X... 104	
Figura 4.11 Diagrama de cortante último en las vigas de gradadas, sentido Y	105
Figura 4.12 Sección final de viga.....	107
Figura 4.13 Ábaco de alineamiento para estructuras con ladeo no impedido	117
Figura 4.14 Ábaco de alineamiento para estructuras con ladeo no impedido	118
Figura 4.15 Diagrama de interacción de la columna del bloque Aulas ubicada en la intersección de los ejes A-3, en sentido X	121
Figura 4.16 Diagrama de interacción de la columna del bloque Gradadas ubicada en la intersección de los ejes A-5', en sentido X.....	123
Figura 4.17 Sección definitiva de columna.....	127
Figura 4.18 Fuerzas ejercidas en el nudo	130
Figura 4.19 Cortante en el nudo	131
Figura 4.20 Dimensiones de la conexión	131
Figura 4.21 Sección transversal de la losa	140
Figura 4.22 Coeficientes para momento positivos	142
Figura 4.23 Resultado del análisis de una franja de losa de entrepiso, dirección X, bloque Aulas	142
Figura 4.24 Resultado del análisis de una franja de losa de entrepiso, dirección Y, bloque Aulas	143
Figura 4.25 Resultado del análisis de una franja de losa de entrepiso, dirección X, bloque Gradadas	144

Figura 4.26 Resultado del análisis de una franja de losa de entrepiso, dirección Y, bloque Gradadas	145
Figura 4.27 Cimentaciones cargadas excéntricamente.....	147
Figura 4.28 Distribución y geometría de las zapatas	149
Figura 4.29 Resultado del análisis de la cimentación utilizando el programa SAFE	150
Figura 4.30 Comportamiento de una losa de cimentación	153
Figura 4.31 Ubicación y valores de cargas	154
Figura 5.1 Momentos debido a cargas de servicio en franja central de la losa ...	162
Figura 5.2 Momentos debido a cargas últimas en franja central de la losa	162
Figura 5.4 Definición del material hormigón.....	165
Figura 5.5 Definición del material acero de refuerzo	166
Figura 5.6 Definición del material de los tendones	166
Figura 5.7 Concepción estructural.....	167
Figura 5.8 Concepción estructural, disposición en planta	168
Figura 5.9 Columnas de 70X50 cm, bloque Aulas	169
Figura 5.10 Columnas de 55X25 cm ubicadas en las gradadas	170
Figura 5.11 Vigas que forman parte de la losa de cimentación	171
Figura 5.12 Paño de losa de cimentación	171
Figura 5.13 Paño de losa de cimentación	172
Figura 5.14 Carga viva	172
Figura 5.15 Combinaciones de carga.....	173
Figura 5.16 Distribución de los cables.....	174
Figura 5.18 Anclajes pasivos y activos de los cables a postensar. Refuerzo inferior	175
Figura 5.19 Asentamiento y deflexión de la losa	176

RESUMEN

El presente estudio tiene por objeto comparar dos alternativas en cuanto al diseño de la cimentación para un edificio de mediana altura: el método convencional de cimentación de hormigón armado frente a la propuesta de una losa de cimentación construida utilizando el método de Postensado y determinar las ventajas que resulten de aplicar dichos métodos. Para este caso se utiliza la iteración del programa ADAPT BUILDER V 2015 y por otro lado el cálculo tradicional de hormigón armado. Los sistemas están basados en las diferentes normas de construcción vigente: NEC 15, Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado, ASCE 7-10 American Society of Civil Engineers, ACI 318-14, Building Code Requirements for Structural Concrete ACI 2011/IBC 2012 ADAPT BUILDER V 2015, ASTM A416 ASTM A886, ASTM A910, EN 10138 y PTI Post- Tensioning Institute.

Las cargas de la superestructura actuando al nivel de la cimentación provienen de un edificio conformado por elementos de hormigón armado que forman parte del un sistema de pórticos especiales resistentes a momento, tales elementos han sido diseñados y detallados para determinar un comportamiento estructural adecuado ante la ocurrencia de un evento sísmico.

Se determinan las cantidades de obra y el presupuesto de cada una de las propuestas y se realiza una comparación bajo parámetros consistentes que permita evaluar las características de los sistemas y determine la propuesta más factible económicamente.

ABSTRACT

The present study aims to compare two alternatives regarding the design of foundation for a medium-rise building: the conventional method of reinforced concrete foundations versus the proposal of a foundation slab built using the post-tensioning method and determine the advantages resulting from applying these methods. For this case, the iteration of the ADAPT BUILDER V 2015 program is used and, on the other hand, the traditional calculation of reinforced concrete. The systems are based on the different current construction standards: NEC 15, Ecuadorian Construction Standard, NEC-SE-HM: Reinforced Concrete Structures, ASCE 7-10 American Society of Civil Engineers, ACI 318-14, Building Code Requirements for Structural Concrete ACI 2011 / IBC 2012 ADAPT BUILDER V 2015, ASTM A416 ASTM A886, ASTM A910, EN 10138 and PTI Post-Tensioning Institute.

The superstructure loads acting at the foundation level come from a building made up of reinforced concrete elements that are part of a system of special moment-resistant frames, such elements have been designed and detailed to determine an adequate structural behavior in the event of the occurrence of a seismic event.

The quantities of work and the budget for each of the proposals are determined and a comparison is made under consistent parameters that allow evaluating the characteristics of the systems and determine the most economically feasible proposal.

PRESENTACIÓN

El presente proyecto de titulación se desarrolla a lo largo de siete capítulos descritos a continuación:

- Capítulo 1: Introducción

Establece los antecedentes del proyecto, presenta una breve historia acerca del desarrollo de los sistemas de postensado y sus generalidades, además enumera las ventajas y desventajas de dichos sistemas y sus aplicaciones más comunes.

- Capítulo 2: Marco teórico

Contiene los fundamentos teóricos de los sistemas de postensado: materiales, especificaciones estándar, procedimientos de análisis, diseño y construcción.

- Capítulo 3: Metodología

Describe la arquitectura del proyecto, el tipo de cargas impuestas y sus combinaciones, los parámetros necesarios para definir las fuerzas sísmicas, la caracterización de los materiales y las condiciones del suelo de soporte. También presenta el predimensionamiento de la estructura.

- Capítulo 4, Capítulo 5: Edificio de hormigón armado y Losa de cimentación postensada

Presenta el análisis y diseño estructural del edificio aporricado y su cimentación, la modelación desarrollada con la ayuda de los paquetes computacionales correspondientes, verificación y presentación de resultados principales.

- Capítulo 6: Análisis comparativo de la cimentación

Considerando los resultados de los procesos de modelación, se establecen los parámetros de comparación necesarios, volúmenes de obra y costos, para establecer las ventajas y desventajas de cada alternativa.

En el último capítulo, se citan las conclusiones y recomendaciones resultado de los análisis realizados. Se incluyen también los anexos que contienen: el Análisis de Precios Unitarios, que son la base para realizar la comparación de las cimentaciones, y los planos estructurales de los diferentes sistemas considerados.

CAPITULO I

1 INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

Ante la presencia de suelos con baja capacidad de carga o suelos expansivos, resulta más económico construir toda la estructura de un edificio sobre una losa de hormigón armado. (Das, 2001) Las losas de cimentación convencionales se consideran elementos de cimentación flexibles, por lo que los asentamientos diferenciales provocan movimientos múltiples provocando fisuración en los elementos. Las losas de cimentación postensadas presentan una rigidez mucho mayor que cualquier otro caso equivalente sin preesforzado; debido a ello los asentamientos diferenciales del terreno a causa de las cargas aplicadas no desembocan en movimientos puntuales de la cimentación, con lo que se logra una reducción en esfuerzos y deformaciones de la losa. (Rodríguez, 2015)

El uso de este sistema adquiere importancia en nuestro medio ya que existen en varios puntos de la ciudad suelos con riesgo de comportamiento expansivo, como en el caso del sector sur de la capital; la presencia de este tipo de suelos resulta perjudicial en la cimentación de edificios de mediana altura ya que por su ligereza respecto a los empujes del terreno, son el objeto de la mayoría de los casos de lesiones en edificación por defectos en la cimentación.

“El uso del preesfuerzo en la construcción de losas de cimentación ha sido aceptado y adoptado exitosamente desde hace varios años atrás en varios países del mundo. En la actualidad, el comportamiento de un sistema postensado para edificaciones es conocido y existen capítulos y reglamentos internacionales que hacen mención a este tipo de metodología” (PTI, 2006)

Una de las características principales del preesforzado es introducir en los elementos de hormigón esfuerzos y deformaciones que contrarresten los efectos producidos en el hormigón debido a cargas externas.

El estudio de hormigón postensado para cimentaciones parte del análisis de sus principales características, propiedades estructurales y procedimientos

constructivos, con el objeto de poseer una herramienta útil al momento de elegir este sistema constructivo para un proyecto en particular. (PTI, 2006)

El hormigón postensado ayuda a reducir las secciones de hormigón armado y tiene un mejor comportamiento ante los asentamientos del suelo, así como también ayuda a reducir o eliminar las juntas y fisuras de la estructura. A diferencia del hormigón pretensado, busca el retraso de aplicación de la tensión a los tendones en el proceso de ejecución.

Las losas de cimentación pueden ser diseñadas para limitar los efectos de los cambios estacionarios en construcciones ligeras limitando el movimiento de la cimentación. El objetivo es limitar la deformación en la estructura a una cantidad que no perjudique la serviciabilidad.

1.1.1 HISTORIA Y DESARROLLO DEL POSTENSADO

El desarrollo del hormigón preesforzado se atribuye al francés Eugene Freyssinet, quien en 1928, empezó a usar cables de acero de alta resistencia para preesforzar el hormigón y desarrolló dispositivos y equipos necesarios para emplear este método de reforzado.

Después de la segunda guerra mundial, ocasionalmente se utilizaban losas de hormigón reforzado en la cimentación de viviendas y aplicaciones comerciales y se denominaban “losas flotantes”. Para la década de los años 50, se volvió muy común el uso de estas cimentaciones. El método de diseño adoptado fue ensayo y error y persistió hasta que la Administración Federal de la Vivienda de los EE.UU. autorizó un estudio técnico para establecer el criterio de diseño para losas de cimentación en residencias. Los primeros intentos de combinar las características del suelo de un área, como el rango de contenido de humedad debido al clima, con la superestructura fueron presentados por el Consejo Asesor de Investigación de la Construcción. (PTI, 2006)

Las primeras losas de cimentación postensadas consistían en una red de nervios rígidos dispuestos en las dos direcciones ortogonales, conocida como “cimentación nervada”. En suelos menos expansivos, las primeras cimentaciones postensadas consistían en una losa con vigas de borde en todo el perímetro, pero sin nervios rígidos interiores.

Los requisitos mostrados en los códigos de construcción proveen una pequeña guía para el diseño de losas de cimentación. Debido a que existía muy poca investigación acerca de los complejos efectos de los cambios volumétricos del suelo y las cargas resultantes de dichos movimientos en este tipo de cimentación, se empezó a confiar en el rendimiento observable de las cimentaciones postensadas existentes y se desarrollaron técnicas de diseño simplificadas pero razonables para modelar los efectos del movimiento del suelo. La mayoría de los métodos de diseño tempranos consideraban que cualquier punto dentro de la cimentación debía soportar todos los requisitos de cargas sobreimpuestas, sin exceder el esfuerzo comúnmente usado o los límites de deflexión para estructuras elevadas.

En 1976, el Instituto de Postensado (PTI, por sus siglas en inglés) inició esfuerzos de investigación junto a la academia para el desarrollo de nuevos procedimientos para la investigación de suelos y técnicas de diseño racional para cimentaciones postensadas nervadas soportadas sobre suelos expansivos o compresibles. Esto resultó en la publicación en 1980 de "*Design and Construction of Post-Tensioned Slabs-on-Ground*" (Primera Edición), que incluía recomendaciones detalladas para la investigación de suelos, materiales, planos y especificaciones, instalación, procedimientos de campo, y procesos de diseño estructural para cimentaciones, incluyendo ejemplos de diseño.

Desde entonces se han realizado extensas modificaciones editoriales, cambios, aclaraciones y actualizaciones de los métodos para calcular los parámetros geotécnicos y de algunas de las ecuaciones estructurales empleadas en el diseño, lo que ha permitido que los procedimientos se expandan hasta incluir cimentaciones de espesor uniforme. (PTI, 2006)

1.1.2 NOCIONES BÁSICAS DEL POSTENSADO

El postensado es una técnica de precargar al hormigón de tal manera que se eliminen o reduzcan, los esfuerzos de tensión producidos por la acción de cargas permanentes y de ocupación.

De la teoría de hormigón armado se conoce que sólo una parte del total de la sección transversal de elementos de hormigón sometidos a flexión resiste

efectivamente las cargas, y la mayor parte de las secciones trabajan a tensión produciendo agrietamiento en el hormigón. La fuerza de preesforzado que se aplica a miembros sometidos a flexión (*Figura 1.1*), permite que la totalidad de la sección transversal esté sometida a compresión, con el fin de que toda la sección sea capaz de resistir las fuerzas aplicadas. (McCormac & Brown, 2011)

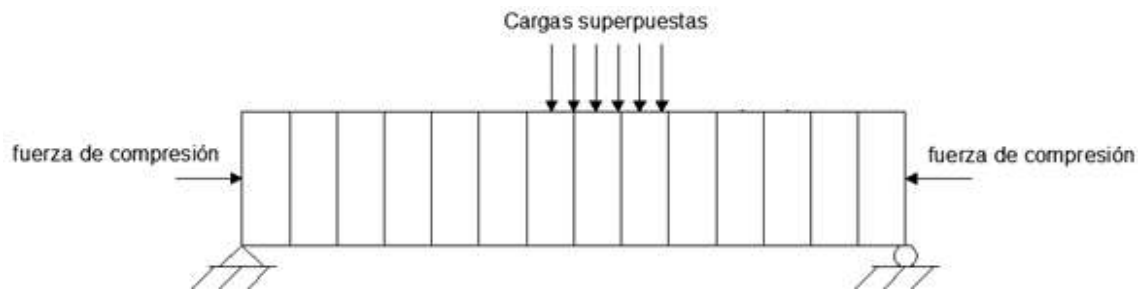


Figura 1.1 Preesforzado

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: McCormac, Diseño de Concreto Reforzado, 2011.

La eficiencia del postensado radica en que: emplea materiales de alta resistencia, aprovecha toda la sección transversal de los miembros de hormigón, la fuerza y localización del refuerzo preesforzado se pueden variar para resistir adecuadamente las cargas y se puede elegir el momento en que la fuerza debida al preesforzado se aplica.

El postensado brinda un balance efectivo entre materiales complementarios hormigón y acero de preesforzado, potenciando sus cualidades. El hormigón es altamente resistente a la compresión, pero su resistencia a la tracción es baja, alrededor del 10% de su resistencia a la compresión, mientras que el acero de preesforzado es altamente resistente a tracción (190000 T/m^2 por tendón). Un miembro estructural, compuesto por estos materiales, puede resistir adecuadamente las fuerzas de compresión y tensión, resultado de las cargas aplicadas.

1.1.3 PARÁMETROS A CONSIDERAR DEL HORMIGÓN PREESFORZADO

Ventajas

- La totalidad de las secciones transversales de los miembros de hormigón resisten las cargas. Lo que permite reducir el volumen de hormigón hasta en un 30% para secciones diseñadas para las mismas cargas y rendimientos.
- Se pueden emplear elementos de menor tamaño para resistir las mismas cargas; esto resulta particularmente beneficioso ya que la mayoría de la carga de un piso de hormigón es el peso propio.
- Se pueden proyectar vanos mayores, con la consecuente reducción en el número de soportes.
- Agrietamiento reducido, por lo que se tienen elementos con mejor aspecto y más impermeables, es decir, mejor protegidos contra la corrosión,
- Deflexiones totales menores debido a la reducción de carga muerta causada por el preesfuerzo.
- Usa cantidades reducidas de refuerzo para proveer seguridad, debido a la marcada alta resistencia del acero de preesforzado y también debido a la eliminación de refuerzo por contracción y temperatura
- El hormigón preesforzado presenta ventajas económicas que se logran mediante ahorro en el costo de construcción y mantenimiento.
- Secciones más rígidas bajo cargas de trabajo y menor percepción de la vibración.
- Mayor capacidad para resistir fuerzas concentradas, mayor resistencia a la fatiga y al impacto.

Desventajas

- La implementación de este sistema requiere de materiales de alta resistencia (hormigón y acero), encofrados complejos y personal técnico especializado.
- Los diversos dispositivos y equipos que requiere el sistema, generan un costo adicional.
- Su ejecución debe realizarse bajo un estricto control de calidad.

- El sistema de preesforzado es susceptible de pérdidas en las fuerzas aplicadas. Dichas pérdidas están asociadas a los siguientes efectos: relajación parcial en los cables, contracción y el flujo plástico del hormigón.
- El diseño debe analizarse para diferentes condiciones de esfuerzo; debido a la aplicación de fuerzas iniciales, luego que todas las pérdidas hayan ocurrido, y por diversas condiciones de carga.

1.2 APLICACIONES DEL POSTENSADO EN LA CONSTRUCCIÓN

El postensado es un sistema estructural eficiente, que se introdujo para resolver varios problemas como el peso de la estructura, la deflexión y el agrietamiento. Su aplicación se extiende a etapas de construcción, rehabilitación y restauración de todo tipo de estructuras como puentes, edificios, carreteras, anclajes a tierra y losas de cimentación.

Algunos tipos de losas soportadas sobre el suelo incluyen cimentaciones para residencias, pisos de almacenes comerciales e industriales, canchas deportivas de hormigón, estacionamientos y pavimentos de carreteras, pistas de aeropuertos, y cimentaciones fuertemente reforzadas para soportar estructuras de gran altura (PTI, 2006). Los beneficios del postensado en losas de cimentación, incluyen el aumento del rendimiento de construcción y ahorro en los costos totales. Las aplicaciones anteriormente mencionadas se describen a continuación.

1.2.1 LOSAS DE CIMENTACIÓN

Este tipo de losas se consideran una alternativa viable cuando la presión admisible de apoyo no es suficiente para resistir los esfuerzos máximos debajo de paredes y columnas, pero el área total del suelo bajo la estructura es lo suficientemente grande como para resistir la carga total.

Una losa de cimentación es en general una losa de espesor uniforme que a menudo se extiende sobre el trazado completo de la estructura y cuya función es distribuir las cargas; de manera que la presión del suelo no sobrepase valores permisibles.

Una losa postensada correctamente diseñada puede tener un espesor hasta 40% menor que el espesor de una losa de hormigón reforzada diseñada para las

mismas cargas. Estas losas pueden llegar a ser una alternativa económica ya que además de reducir el espesor de la losa y la cantidad de refuerzo requerido, se requiere menos excavación y transporte.

Esta técnica ofrece la posibilidad de introducir un sistema favorable de fuerzas activas sobre el hormigón: fuerzas de anclaje, desviación, fricción y pre-compresión, que generan una carga equilibrio resultando en una mejor distribución de la presión del suelo (distribución uniforme) y mayor resistencia al corte. (Zahn & Ganz, 1992)

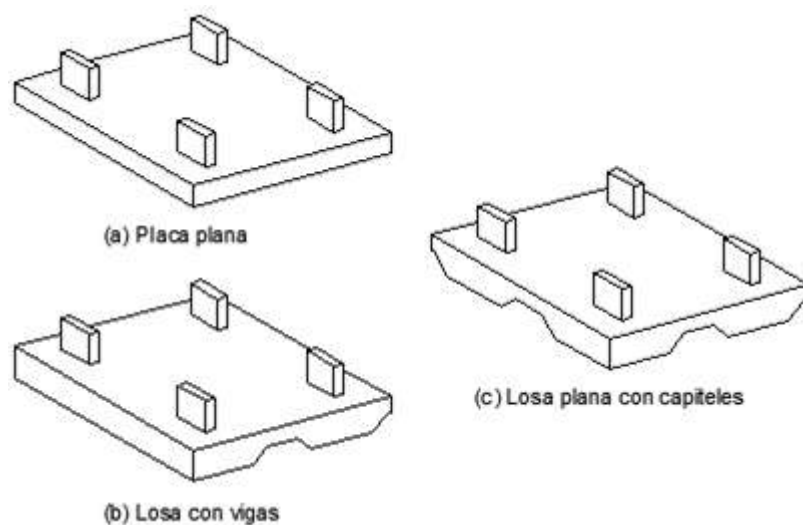


Figura 1.2 Tipos de losas de cimentación para residencias

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: VSL, Post-Tensioning in Buildings, 2002

1.2.2 LOSAS DE CIMENTACIÓN NERVADAS SOBRE SUELOS EXPANSIVOS

La aplicación del postensado en cimentaciones resulta eficiente para proyectos ubicados sobre suelos de soporte expansivos. El esfuerzo de compresión adicional introducido por el preesforzado resiste los esfuerzos de tensión debidos a los movimientos del suelo, mejorando su desempeño estructural en comparación a una cimentación típica no preesforzada. Por otro lado, se reducen los costos gracias a que se requiere menor cantidad de materiales y menor volumen de excavación.

Generalmente se diseñan este tipo de cimentaciones como una placa monolítica nervada de entre 100 a 120 mm de espesor, con vigas de borde y vigas interiores espaciadas de 3 a 4.5 m (*Figura 1.4 a*). Para el preesforzado se utilizan tendones distribuidos en las dos direcciones (*Figura 1.3*). Se puede optimizar el refuerzo ya sea para reducir el tamaño de los elementos y/o incrementar el espaciamiento entre las vigas. Este sistema constituye una cimentación suficientemente rígida para distribuir el encogimiento o hinchazón del suelo y es usado frecuentemente en proyectos de viviendas individuales y multifamiliares. (PTI, 2006)



Figura 1.3 Cimentación residencial nervada

Obtenido de: <https://www.adaptsoft.com>

1.2.3 LOSAS DE CIMENTACIÓN DE ESPESOR UNIFORME

En suelos que sean menos expansivos se puede proyectar una losa de cimentación de espesor uniforme, generalmente de espesores que van de 200 a 300 mm (*Figura 1.4 b*). Este sistema presenta un ligero aumento en los costos debido al incremento del material pero que a su vez se compensa con una reducción en el tiempo de ejecución y costo de equipos, ya que el sistema al no presentar vigas elimina la necesidad de excavación para las mismas y equipo requerido para disposición final del suelo excavado. Otros beneficios que se dan son para suelos arenosos o arcillosos donde el suelo de las zanjas debe ser

apuntalado para mantener los lados verticales y en cimentaciones destinadas a soportar estructuras con un complejo sistema de muros portantes interiores donde el espesor de la losa resulta suficiente para distribuir las cargas aplicadas. (Zahn & Ganz, 1992)

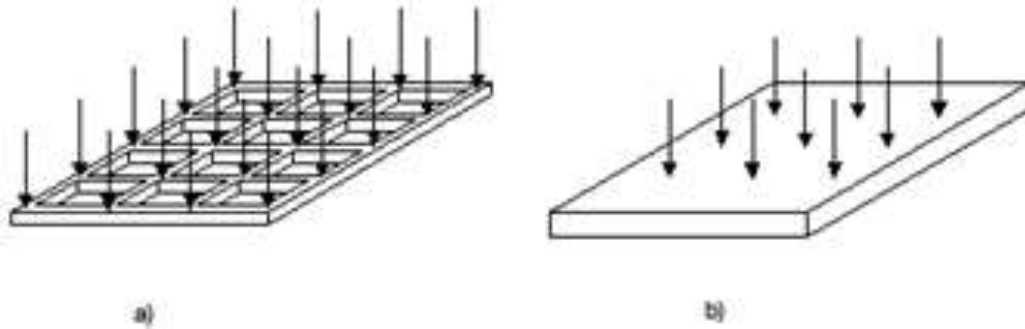


Figura 1.4 Losas de cimentación superficial típicas: (a) Cimentación nervada; (b) Losa de cimentación

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: VSL, Post-Tensioning in Buildings, 2002

1.2.4 LOSAS DE CIMENTACIÓN SOBRE SUELOS ESTABLES

Las losas de cimentación postensadas se utilizan también en suelos estables y ayudan a reducir el agrietamiento, reducir o eliminar las juntas de control, incrementar la capacidad flexionante y mejorar la capacidad de construcción. Reduciendo las juntas se mejora la serviciabilidad y se eliminan problemas de durabilidad. Se construye generalmente una losa delgada (100-120 mm.) con zapatas monolíticas para transmitir las cargas de la superestructura al suelo de fundación, éste sistema alcanza grandes esfuerzos de compresión después de superar las pérdidas resultantes de la resistencia a la fricción de la subrasante, acortamiento elástico, retracción del hormigón y deformaciones por temperatura. (PTI, 2006)



Figura 1.5 Cimentaciones para edificios

Fuente: PTI, Post-Tensioning Manual, 2006

1.2.5 PISOS INDUSTRIALES LIVIANOS

El postensado se presenta como una solución económica para instalaciones industriales, sus principales ventajas residen en que se puede eliminar o minimizar juntas y grietas para maximizar la productividad. La mayor rigidez de la losa es un beneficio para aplicaciones donde se requieren pisos extremadamente planos.

La construcción de una losa postensada para un piso industrial debe cumplir varios pasos empezando con la preparación de la capa superior del suelo de soporte hasta un módulo de hinchamiento especificado por el diseño, cubriéndolo con dos capas de láminas de plástico, y dividiendo el área de la losa en segmentos, luego se ubican los tendones de postensado, se vierte el hormigón y finalmente se tensan los tendones. La contribución de las láminas de plástico implica la reducción de la fricción entre la losa y el suelo de soporte en la operación de tensado. Cuando existan juntas de construcción, se debe proporcionar continuidad de pre-compresión superponiendo los tendones en las juntas o haciéndolos continuos mediante acopladores o dispositivos de anclaje de tensión intermedia. (Aalami, 2014)



Figura 1.6 Pisos industriales livianos

Obtenido de: PTI, Post-Tensioning Manual, 2006

1.2.6 PISOS INDUSTRIALES PESADOS

Esta es una aplicación que está siendo cada vez más utilizada ya se ha puesto en evidencia que los pisos son parte integral de los procesos industriales y que pueden afectar significativamente la eficiencia y producción.

La cimentación de un piso industrial tiene varios propósitos entre los que se encuentran: asegurar la transferencia de las cargas aplicadas desde la superestructura al suelo, proveer de una combinación de fuerzas activas que actúan en el hormigón resultando en una mayor resistencia al agrietamiento, mejorando la rigidez, impermeabilidad, durabilidad y reduciendo el espesor de los elementos y las juntas. (PTI, 2006)



Figura 1.7 Pisos industriales pesados

Fuente: <https://www.adaptsoft.com>

1.2.7 CIMENTACIONES NERVADAS

Este tipo de cimentaciones son usadas como alternativa donde las condiciones desfavorables del suelo hacen que la cimentación por pilotaje sea más costosa. La función del postensado en éste sistema es transmitir uniformemente las cargas de las columnas sobre el área completa de la cimentación. La disposición del tendón requerida para este propósito se observa como una placa plana invertida. (PTI, 2006)



Figura 1.8 Losa de cimentación nervada

Fuente: PTI, Post-Tensioning Manual, 2006

1.2.8 CANCHAS DEPORTIVAS

El postensado es el método preferido de construcción de canchas deportivas de hormigón. Presentan múltiples ventajas que incluyen mejora en serviciabilidad, durabilidad, características de drenaje y control de la longitud del deslizamiento. Además ofrece flexibilidad en cuanto puede recibir varios tipos de sistemas de cubierta. Una cancha postensada también tiene una alta capacidad flexural comparada con sistemas sin refuerzo preesforzado y mayor control de temperatura y de agrietamientos por contracción. Las canchas deportivas postensadas son típicamente construidas como losas delgadas (100-120 mm. de espesor) con tendones mono torón no adheridos y una cantidad mínima de refuerzo no preesforzado adicional de acuerdo con la norma. (PTI, 2006)

1.2.9 PAVIMENTOS

La mayor desventaja de los pavimentos de hormigón armado son las juntas y/o grietas. Los pavimentos preesforzados han sido usados para controlar esa situación desfavorable reduciendo el número de juntas y mejorando la vida útil del proyecto.

1.2.10 CARRETERAS

El preesforzado utilizado en carreteras, ofrece varias ventajas ya que permite reducir el mantenimiento necesario y mejorar del rendimiento a largo plazo.



Figura 1.9 Carreteras postensadas

Fuente: PTI, Post-Tensioning Manual, 2006

1.3 JUSTIFICACIÓN

El presente estudio técnico busca establecer una alternativa eficiente al momento de diseñar un proyecto que será cimentado sobre una capa de suelos expansivos o de baja capacidad. Los sistemas comúnmente usados son: excavación del terreno para la construcción de sótanos; pozos de cimentación bajo las zapatas hasta que el plano de apoyo se soporte en un estrato firme; en zonas donde la capa de suelo desfavorable es relativamente pequeña se emplean losas de cimentación sobredimensionadas para añadir peso al edificio y contrarrestar los esfuerzos por movimientos del suelo, lo que conlleva al aumento de volumen y proporcional consumo de materiales; otra alternativa es la cimentación por pilotaje, desproporcionado para la construcción de edificios de mediana altura ya que exige maquinaria de una importancia considerable. (Rodríguez, 2015) La implementación de una losa de cimentación postensada presenta una serie de ventajas frente a los sistemas descritos anteriormente, supone un ahorro de materiales de construcción a la vez que proporciona un sistema resistente al comportamiento de suelos expansivos.

La metodología a emplearse consiste en la comparación de dos tipos diferentes de cimentación para el proyecto que soporta condiciones desfavorables del suelo de fundación, esto se va a realizar mediante una modelación virtual de la edificación empleando software especializado (SAFE y ADAPT) que permita simular el comportamiento de la estructura como consecuencia de la actividad sísmica y debido a posibles asentamientos, para definir adecuadamente la conducta del edificio y su aplicación en obra civil. (Nilson, Darwin, & Charles, 2010) Las alternativas propuestas serán analizadas utilizando estándares de diseño de normativas locales e internacionales (PTI, 2006) (ACI Committee 318, 2014) lo que permitirá mostrar limitaciones, ventajas y desventajas, así como la eficiencia relativa de un proceso constructivo frente a otro en cuanto a tiempo de ejecución y presupuesto.

Los datos obtenidos del modelamiento servirán como una referencia para próximos estudios experimentales que se realicen dentro o fuera de la universidad así como para el incremento del estudio del hormigón postensado en nuestro medio. (Vizueta & Pabón, 2019)

El conocimiento de la técnica y metodologías necesarias para implementar este sistema de cimentación en edificios de mediana altura, será de gran utilidad tanto para estudiantes como para profesionales que necesiten de información respecto al tema para ampliar el conocimiento y desarrollo de esta técnica constructiva. (Suárez, 2014)

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

Determinar mediante la comparación técnica económica de un sistema de losa de cimentación postensada y una cimentación de hormigón armado convencional, la alternativa más factible ante una condición de cargas gravitacionales y cargas sísmicas que influyan en la fundación de un edificio de cuatro plantas ubicado en la ciudad de Quito.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Elaborar modelos estructurales apropiados para los dos sistemas propuestos en el proyecto, empleando software especializado.
- Determinar mediante un análisis técnico-comparativo qué sistema en estudio cumple adecuadamente con las condiciones planteadas.
- Realizar un análisis económico, mediante la evaluación de volúmenes de obra y costos directos de la edificación, para determinar qué sistema es el más rentable.

CAPITULO II

2 MARCO TEÓRICO

2.1 HORMIGÓN PREENFORZADO Y POSTENSADO

El preesforzado es un método de reforzamiento del hormigón, que introduce acciones internas (compresión) en un elemento durante las etapas de construcción y de servicio, mediante la aplicación de cargas externas.

El postensado es un tipo de preesforzado, en general, los materiales que lo componen son: el hormigón y los aceros de alta resistencia, denominados torones. Un torón puede constar de cables individuales, conjunto de cables o barras, alojados en un ducto o revestimiento común. El refuerzo se instala en el lugar de trabajo antes de que se conformen los elementos y está recubierto con el propósito de protegerlo de la corrosión y permitir su movimiento dentro del hormigón. Una vez que el hormigón se ha endurecido lo suficiente, cada cable o conjunto de cables se sujeta a la mordaza de un gato hidráulico (jack) y se tensa hasta alcanzar la fuerza de diseño predeterminedada. Luego el refuerzo se sujeta a los elementos mediante un dispositivo de anclaje especialmente diseñado, que ha sido previamente colocado en el hormigón; esto induce un esfuerzo de compresión en el hormigón.

Los materiales de alta resistencia brindan múltiples beneficios, por ejemplo, el hormigón de alta resistencia al tener un módulo de elasticidad mayor, presenta deformaciones unitarias elásticas menores reduciendo también las pérdidas de esfuerzo de los tendones. Por otra parte, los aceros de alta resistencia desarrollan fuerzas de preesfuerzo mayores sobre áreas pequeñas. Este material presenta deformaciones unitarias mucho mayores en comparación con el acero de refuerzo convencional, con lo que las pérdidas de deformación unitaria en el acero debido al acortamiento elástico por compresión, por contracción y por flujo plástico del hormigón resultan menores. El refuerzo de preesforzado carece de puntos de fluencia bien definidos como en el caso de las barras de acero de refuerzo convencional, no obstante, se puede considerar que su punto de fluencia sea

igual al esfuerzo que produce una deformación total en el material del 1%. (McCormac & Brown, 2011)

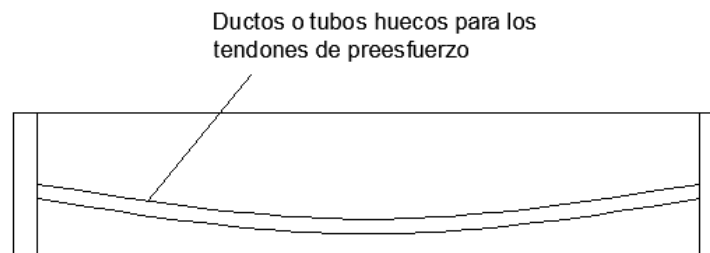


Figura 2.1 Elemento postensado

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: McCormac, Diseño de Concreto Reforzado, 2011.

La forma geométrica del tendón en elevación se denomina perfil y usual pero no necesariamente tiene una trayectoria parabólica. En losas de cimentación el perfil de los tendones puede seguir líneas rectas. En otros elementos, normalmente, los tendones se sujetan entre los apoyos con un pando superficial. La distancia vertical entre el centroide de la sección de hormigón y el centro de gravedad del tendón se llama excentricidad y, por convención, es positiva cuando el tendón está por debajo del centroide de la sección de hormigón.

Los requisitos de materiales y equipos: hormigón, cables de refuerzo y encofrado para el postensado son similares a los usados en hormigón armado, con ciertas diferencias. La resistencia temprana del hormigón es una ventaja del postensado; la cantidad de refuerzo es mucho menor; y el encofrado necesita orificios en los bordes para el tensado en los extremos del tendón, los anclajes necesitan ser unidos a los bordes cerrados.

La configuración básica de los pisos postensados es similar a la de los pisos de hormigón armado. Las losas, por ejemplo, pueden ser macizas, nervadas en una o dos direcciones o pueden poseer vigas orientadas hacia abajo, hacia arriba o embebidas en el espesor de la losa. (Khan & Williams, 1995)

2.2 TIPOS DE SISTEMAS DE POSTENSADO

Existen dos tipos de postensado: adherido y no adherido. En el sistema adherido, luego del tensado del acero, se inyecta lechada de cemento al interior

del ducto para proveer adherencia y al mismo tiempo proteger el acero de la corrosión. En sistemas no adheridos, en cambio, los tendones deben engrasarse lo que disminuye la fricción, facilita la operación de tensado y brinda protección contra la corrosión. (McCormac & Brown, 2011)

2.2.1 SISTEMAS DE POSTENSADO NO ADHERIDO

Los tendones utilizados en el sistema no adherido, están recubiertos de un material que inhibe la corrosión y se encuentran encapsulados por un revestimiento o ducto de plástico. Esto permite el movimiento del tendón dentro del conducto de plástico y evita el ingreso de agua. Los tendones se conectan al hormigón usando dispositivos como cuñas y anclajes de hierro dúctil. El tendón se coloca sobre “sillas” o refuerzos parciales uniformemente espaciados en toda su longitud para mantener el perfil establecido en el diseño.

Los sistemas no adheridos se clasifican, en función del nivel de exposición, en sistemas estándar o sistemas encapsulados. Los sistemas encapsulados se usan en ambientes perjudiciales para evitar que el tendón expuesto a cloruros u otras sustancias perjudiciales se vea afectado. Los tendones encapsulados ofrecen al tendón un sello hermético durante y después de la construcción.



Figura 2.2 Tendones y anclajes

Fuente: VSL, Post-Tensioning in Buildings, 2002

2.2.2 FUERZA DE UN SISTEMA ADHERIDO Y NO ADHERIDO

El empleo adecuado sistemas adheridos resulta de la correcta unión entre el tendón y el hormigón que lo rodea de manera que se cumpla la condición de “compatibilidad de deformaciones”. Esta compatibilidad entre el hormigón y el acero de preesforzado provoca que el tendón adherido desarrolle más fuerza en las cargas de diseño (factorizadas) que un tendón no-adherido que tiene la misma sección transversal.

Para generar una resistencia a la flexión equivalente entre los dos sistemas, se añade refuerzo convencional en sistemas no-adheridos, complementando la fuerza inferior en el tendón.

2.2.3 ELECCIÓN DEL SISTEMA DE POSTENSADO

La elección del sistema de postensado conlleva compensaciones entre consideraciones estructurales y constructivas. Cuando más de un sistema es factible para una aplicación en particular, la decisión se basará en consideraciones económicas. Los sistemas no adheridos comúnmente se aplican en edificios. El sistema adherido es típicamente usado en la construcción de puentes y en miembros grandes como vigas. El sistema de postensado externo es ampliamente usado en aplicaciones de reparación y rehabilitación de puentes y edificios.

2.3 ESPECIFICACIONES DEL POSTENSADO

Las especificaciones son una parte importante en el diseño ya que aseguran que los materiales, los equipos, los métodos de construcción y de diseño cumplan con un conjunto de estándares y códigos de práctica para lograr un desempeño aceptable de las estructuras.

Para un proyecto de postensado, las especificaciones están dirigidas a detallar y establecer los requisitos más relevantes para los componentes del sistema, fabricación, manejo e instalación de tendones. El diseño profesional puede complementar las disposiciones estándar con requerimientos adicionales de acuerdo con las necesidades de un proyecto en particular. Diferentes instituciones han establecido especificaciones necesarias para la construcción de sistemas postensados.

2.3.1 REFERENCIAS ESTÁNDAR

- POST-TENSIONING INSTITUTE
 - “Estándares de aceptación para sistemas de postensado”
 - “Especificaciones para sistemas de tendón no-adherido mono torón”
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM)
 - “A416/A416M Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete” “Especificaciones estándar para torones de acero de 7 cables, sin recubrimiento para hormigón preesforzado”.
 - “A722/A722M Standard Specification for Uncoated High-Strength Steel Bar for Prestressing Concrete” “Especificaciones estándar para barras de acero de alta resistencia sin recubrimiento para hormigón pretensado”.
 - “A822/A822M Standard Specification for Filled Epoxy-Coated Seven-Wire Prestressing Steel Strand” “Especificaciones estándar para tendones de acero de preesforzado de 7 cables con revestimiento epóxico”.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI)
 - “ACI 117-90 Standard Specifications for tolerances for Concrete Construction and Materials” “Especificaciones estándar de tolerancias para materiales y construcción de hormigón”
 - “ACI 301 Specifications for Structural Concrete for Buildings” “Especificaciones para hormigón estructural en edificios”
 - “ACI 423.6-01 Specification for Unbonded Single-Strand Tendons” proporciona criterios de rendimiento de materiales y requisitos para la fabricación e instalación de tendones no-adheridos mono torón. (PTI, 2006)

2.4 MATERIALES

2.4.1 ACERO DE PREESFORZADO

El acero de preesforzado usado en sistemas de postensado son generalmente materiales de baja relajación con una resistencia última a la tensión de 270 ksi-

190000 T/m². Las propiedades de baja relajación se logran por medio un proceso termo-mecánico llamado estabilización. En este proceso, el acero se estira a una tensión predeterminada y se calienta, dando como resultado un incremento importante en su resistencia a la relajación.

Los aceros de preesfuerzo puede ser: alambres simples, torones de alambre y las varillas. Los tendones resultan de agrupar varios alambres en paralelo. Los elementos más usados en el postensado se denominan torones y se forman torciendo entre sí varios tendones. La configuración típica de los torones consta de 7 alambres, uno central rodeado por los demás dispuestos en forma de espiral y se fabrican con diámetros típicos de 12 a 15 mm.

Se denomina tendón al conjunto de acero de preesforzado de alta resistencia, anclaje y ducto. (PTI, 2006)

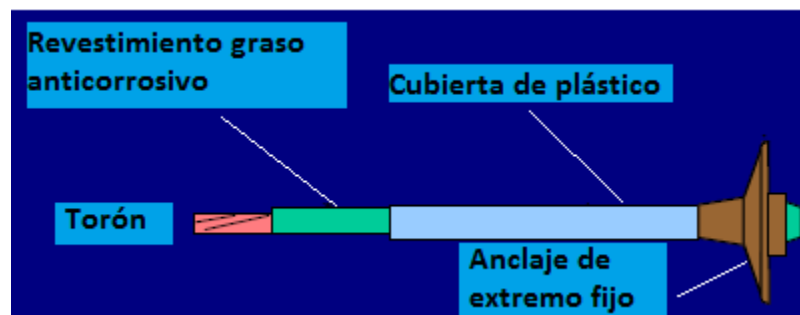


Figura 2.3 Componentes del tendón

Fuente: VSL, Post-Tensioning in Buildings, 2002

2.4.1.1 Propiedades del acero de preesforzado

Las especificaciones de la ASTM identifican requisitos de: resistencia mínima a la tracción última f_{pu} ; límite de fluencia f_{py} ; módulo de elasticidad E_p ; y elongación total debido a la carga. El esfuerzo de diseño de tendones no-adheridos f_{ps} generalmente, puede ser bastante menor que el límite de fluencia f_{py} .

Tabla 2.1*Propiedades mecánicas típicas de aceros de preesforzado estándar*

Acero preesforzado	f_{pu} (MPa)	f_{py} (MPa)	E_p (MPa)	% Elongación [longitud de calibre]	Relajación
Torones de 7 cables de baja relajación Grado 270 por ASTM A416/416M	1860	$0.90 f_{pu}$	196500	3,5 [610 mm.]	[2.5% @ 70 % f_{pu}] o [3.5% @ 80 % f_{pu}]
Cables de relajación normal por ASTM A421/A421M	1620-1725	$0.85 f_{pu}$	200000	4 [250 mm.]	
Cables de baja relajación por ASTM A421/A421M	1620-1725	$0.90 f_{pu}$	200000	4 [250 mm.]	[2.5% @ 70 % f_{pu}] o [3.5% @ 80 % f_{pu}]

Realizado por: Pedro Almache y Roberto Caicedo

Fuente: PTI, Post-Tensioning Manual, 2006

Los requisitos de ductilidad especificados, se expresan usualmente como un porcentaje mínimo de elongación en la longitud de calibre debido a la carga total. (PTI, 2006)

Los miembros de hormigón postensado son analizados en tres distintas etapas de carga que se describirán en los apartados siguientes.

2.4.2 ANCLAJES

Los dispositivos mecánicos llamados anclajes, tienen la función de transmitir la fuerza de preesforzado hacia el hormigón. Incluyen cuñas para sujetar los tendones y placas de apoyo que transfieren adecuadamente la fuerza del tendón al elemento.

Los anclajes deben desarrollar al menos 95% de la fuerza final en el refuerzo de preesforzado, para proveer un margen de seguridad entre la capacidad última y la fuerza de diseño del tendón.

Las cuñas generalmente se diseñan para evitar fallas prematuras del acero de preesforzado bajo cargas de prueba estática y de fatiga. La fundición y la cuña deben considerarse como un diseño conjunto. (PTI, 2006)



(a)



(b)

Figura 2.4 Anclajes (a) Placas de apoyo (b)
Pocket formers

Fuente: José Hurtado, Comparación técnica-económica del entrecimpo de un edificio de diez plantas con sistema dual, 2019

2.4.2.1 Anclajes extremos de esfuerzo

Los anclajes de esfuerzo sirven para tensar el tendón. Generalmente se usan pocket formers durante los procesos de disposición y fundición para ubicar los anclajes activos en el hormigón. Luego que se ha realizado el tensado, se corta el tendón excedente, y el orificio en el hormigón se llena con una lechada no retráctil para prevenir el ingreso de agua.

2.4.2.2 Anclajes extremos fijos

Los tendones para sistemas no adheridos traen previamente instalados de fábrica los anclajes de extremo fijo. Al tensar el tendón hasta la carga de diseño

especificada, las cuñas se asientan de forma segura en el anclaje evitando así que ocurran deslizamientos en el anclaje fijo durante la operación de tensado. Estos anclajes se usan cuando el tendón se tensa sólo de un extremo.

2.4.2.3 Anclajes intermedios

Se requiere de anclajes intermedios, cuando se tienen aceros de refuerzo demasiado largos, o en la construcción por etapas, donde sea necesario proyectar juntas de construcción a lo largo de la longitud del tendón.

2.4.3 REVESTIMIENTO

Para sistemas no adheridos, los torones son revestidos de un material resistente a la corrosión generalmente una grasa especial que actúa como una protección para evitar el ingreso de agua y lubrica el torón para que pueda moverse libremente dentro del hormigón.

2.4.4 DUCTOS DE POSTENSADO

Los ductos proporcionan un vacío que permite la instalación y tensado de los torones luego que el hormigón se ha colocado y endurecido. Además proveen protección al refuerzo de preesforzado después de la construcción. Los ductos pueden ser rígidos o semirrígidos y pueden estar hechos de metal o plástico.

Los recubrimientos plásticos son comúnmente usados en el postensado no adherido. El polietileno es conformado directamente en torones individuales que están cubiertos con revestimiento de postensado. Los conductos de plástico conforman una barrera que está en contacto directo con el hormigón y permite que el torón lubricado se mueva libremente durante las etapas de tensado y de cargas de servicio. El plástico debe ser impermeable para evitar el ingreso de agua, sustancias perjudiciales y contaminantes que causan corrosión como los cloruros. El recubrimiento debe ser lo suficientemente durable para asegurar su manejo en campo y durante el tensado sin que presenten daños que expongan el acero de refuerzo. (PTI, 2006)

2.5 DISPOSICIÓN DE LOS MATERIALES

2.5.1 FABRICACIÓN

El proceso de fabricación de tendones no-adheridos incluye: aplicar una capa protectora de grasa, conformar el recubrimiento plástico en el torón, cortar el tendón en una medida especificada en el diseño, marcarlo para su disposición en un lugar determinado de la estructura, colocar el anclaje fijo y los anclajes intermedios de ser necesarios, enrollar y asegurar los tendones en paquetes para su envío al lugar del proyecto. La calidad al momento de la fabricación asegura el buen desempeño y minimiza problemas durante la instalación del acero de refuerzo.

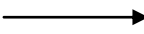
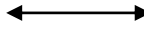
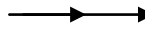
Todo proyecto debe detallar especificaciones como requisitos de fabricación, certificaciones requeridas, identificación del material, manejo, almacenamiento y ensayos. (PTI, 2006)

2.5.2 IDENTIFICACIÓN

Los documentos de fabricación de tendones, producidos por el proveedor, se basan en los planos de instalación del postensado y muestran una serie de información del proyecto como el lugar de instalación previsto para el material, las longitudes de los tendones, la configuración de los anclajes, las marcas de instalación (generalmente código de colores), y la cantidad de accesorios y equipos enviados (anclajes, cuñas, pocket formers, entre otros).

Tabla 2.2

Identificación de la configuración de los anclajes

Configuración por tipo de anclaje	
Símbolo	Interpretación
	Tendón con un anclaje para tensado y un anclaje de extremo fijo.
	Tendón con un anclaje para tensado en cada extremo
	Tendón con un anclaje intermedio, uno para tensado y uno fijo

Realizado por: Pedro Almache y Roberto Caicedo

Fuente: PTI, Post-Tensioning Manual, 2006

Los datos de las propiedades físicas del acero de preesfuerzo, como el diámetro nominal, sección transversal, grado, tipo de acero preesforzado y

módulo de elasticidad y los datos de ensayos de sistemas de cuñas y anclajes se presentan antes de enviar el material al proyecto. Todos los documentos presentados deben mantenerse como parte de los registros permanentes del proyecto. (PTI, 2006)

2.5.3 MANEJO, ALMACENAMIENTO Y EMBALAJE DE TENDONES

El proveedor del postensado es el responsable de la adecuada fabricación y embalaje de los tendones, para evitar que sufran daños. Un daño implica cualquier afectación en el recubrimiento, que permita el ingreso de humedad al tendón.

Los tendones deben estar adecuadamente empacados de modo que se eviten daños físicos al torón durante el envío y se proteja el material de la corrosión durante el tránsito y almacenamiento. (PTI, 2006)

2.5.4 INSTALACIÓN DE TENDONES

La disposición de los tendones debe realizarse de acuerdo con lo establecido en los planos de construcción. Las ubicaciones más críticas son los puntos altos y bajos a lo largo del perfil del tendón; se debe mantener una curva suave en todo momento ayudados de sistemas de apoyo.

El sistema de apoyo de los tendones se usa para colocar y asegurar los tendones en su perfil designado y no deben causar daño en el recubrimiento. Los soportes comúnmente usados son barras de refuerzo de 12 mm pero para el caso de tendones con alturas mayores a 35 mm sobre la base de la losa, las barras de soporte se aseguran sobre dispositivos de apoyo denominados sillas. El espaciamiento máximo entre los apoyos no debe ser mayor de 1.2 m.

2.5.5 SEGURIDAD

En sistemas no-adheridos la fuerza de preesforzado se transmite al hormigón sólo por medio de los anclajes. Una falla en cualquier punto del tendón causaría una pérdida de la fuerza de preesforzado en toda la longitud del refuerzo. Esta desventaja se reduce mediante la incorporación de acero de refuerzo no preesforzado, que genera una ruta de carga alternativa, en el caso de una pérdida considerable de fuerza de preesforzado.

Debido a la redundancia propia de sistemas bidireccionales no adheridos, la pérdida incluso de una gran cantidad de preesforzado no presenta la misma vulnerabilidad que en sistemas unidireccionales.

2.5.6 AMBIENTES AGRESIVOS

Definidos como zonas donde las estructuras están sujetas directa o indirectamente a la aplicación de agentes químicos descongelantes, agua de mar, cerca de zonas costeras, zonas húmedas y estructuras donde los anclajes están en contacto directo con el suelo. Para determinar si una estructura o parte de ella están expuestas a un ambiente agresivo, se deben considerar la ubicación de los anclajes finales e intermedios, juntas de construcción, jardines, balcones y piscinas. Si se determina que una estructura se encuentra en un ambiente agresivo, esto afectará directamente en el acabado de los tendones y en la necesidad de que éstos estén encapsulados.

Se pueden proteger los anclajes contra la corrosión es mediante un encapsulado plástico o también con un revestimiento epóxico. Los sistemas encapsulados brindan una conexión impermeable para los anclajes, para la cavidad de la cuña, y para el acero preesforzado. El anclaje de tensión, el excedente del tendón y la zona de agarre del anclaje en la cavidad de la cuña se deben sellar contra la humedad. (PTI, 2006)

2.5.7 INSPECCIÓN DEL RECUBRIMIENTO, DAÑOS Y PROCESOS DE REPARACIÓN

Luego de la instalación de los tendones en el encofrado y previo a la colocación del hormigón, el recubrimiento del tendón debe ser inspeccionado por posibles daños. Son aceptables rasgaduras y raspones de hasta 75 mm. de longitud si no representan una cantidad excesiva de la longitud del tendón, de lo contrario el revestimiento debe ser restablecido y el recubrimiento reparado.

2.5.8 TOLERANCIAS

Las medidas típicas de tolerancia de desviación del perfil están establecidas en el ACI. Tolerancias especiales son aceptables debido a las necesidades del proyecto, si se garantiza un desempeño adecuado.

En la dirección vertical (perpendicular al plano de la losa), para miembros hasta de 0,2 m de espesor se aceptan valores de 6 mm del perfil vertical especificado; 10 mm para miembros entre 0,2 m y 0,6 m; y 12 mm para miembros mayores a 0,6 m de espesor.

Las desviaciones horizontales de los tendones en losas no son críticas, sin embargo, se establece un límite de hasta 305 mm. para salvar aberturas y ductos, y para evitar curvatura involuntaria excesiva.

2.5.9 COLOCACIÓN DEL HORMIGÓN

Durante el vertido del hormigón, se debe asegurar que la posición de los tendones y del refuerzo no preesforzado no se modifique. Las líneas de bombeo, rampas y otros equipos empleados en el hormigonado se deben apoyar arriba del refuerzo. Se debe corregir cualquier variación de la posición de diseño durante el hormigonado.

2.5.10 ACABADO DEL TENDÓN

Los excedentes de los tendones no se deben cortar hasta que las deformaciones medidas hayan sido aprobadas. Una vez cortados los tendones se debe verificar que la longitud del torón que sobresale de las cuñas mida entre 15mm. y 20 mm. ya que si su medida es mayor, la cobertura del hormigón no será adecuada cuando la cavidad sea llene con lechada.

2.6 ANÁLISIS FLEXURAL

La función del análisis es estimar las fuerzas internas y deformaciones del sistema estructural y determinar que se cumplan los requisitos de resistencia, funcionamiento y estabilidad del Reglamento. El análisis se da en tres etapas de carga que se describen a continuación:

Tabla 2.3

Caracterización de los estados de carga de sistemas postensados

CONDICIONES	ETAPA DE CARGA		
	TRANSFERENCIA DE FUERZA DE PREESFORZADO	BAJO CARGAS DE SERVICIO	BAJO ESFUERZOS NOMINALES
Comportamiento	Elástico*	Elástico*	Inelástico**
Cargas aplicadas	Mínima (únicamente el peso propio)	Cargas vivas y muertas sin factorizar	Cargas vivas y muertas, factorizadas. Momentos secundarios no factorizados
Fuerza de preesfuerzo	Máxima antes de cualquier pérdida a corto o largo plazo.	En niveles efectivos, luego de ocurridas las pérdidas a corto y largo plazo.	En niveles de resistencia nominales, especificados en los códigos.
Otros	Los esfuerzos flectores se limitan a los valores permisibles especificados en las normas	La fuerza de preesfuerzo se escoge de manera que cumpla con los valores permisibles de esfuerzos a flexión, deflexiones y agrietamiento	Los momentos se distribuyen de forma inelástica. La capacidad a corte y momento debe ser mayor que las solicitaciones producidas por las cargas sin exceder los esfuerzos en los materiales.

* Las secciones planas permanecen planas, los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones

** Las secciones planas permanecen planas pero los esfuerzos ya no son proporcionales a las deformaciones

Realizado por: Pedro Almache y Roberto Caicedo

Fuente: PTI, Post-Tensioning Manual, 2006

Es posible añadir refuerzo no preesforzado si se requiere, para satisfacer los requisitos de resistencia y cualquier requisito mínimo de reforzamiento especificado en el código. (PTI, 2006)

2.6.1 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE

El análisis flexural considera dos diagramas de cuerpo libre (DCL) del elemento. El primero denominado DCL combinado (*Figura 2.5*), está formado por el elemento hormigón y el tendón de acero de refuerzo. El segundo denominado diagrama de carga equivalente, donde se reemplaza el acero refuerzo por cargas que actúan sobre el hormigón. El diagrama de carga equivalente se puede analizar por medio de dos DCL separados uno para el hormigón y otro para el acero de refuerzo.

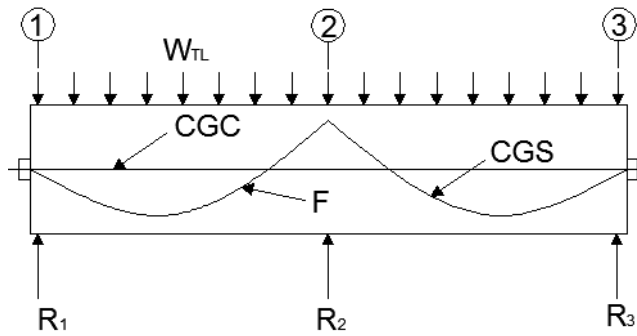


Figura 2.5 Diagrama de cuerpo libre combinado

Realizado por: Pedro Almache y Roberto Caicedo

Fuente: PTI, Post-Tensioning Manual, 2006

2.6.2 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE CARGA EQUIVALENTE

Este diagrama generalmente se usa para calcular los esfuerzos en el hormigón durante las etapas de transferencia y de cargas de servicio, además se puede usar para el cálculo de las reacciones y momentos secundarios.

Las cargas equivalentes dependen de la fuerza, el perfil del refuerzo y se generan cuando ocurre alguna de las particularidades siguientes:

- Variación de la pendiente del tendón entre dos puntos a lo largo de su perfil.
- Discontinuidad en la posición del centro de gravedad tanto del hormigón y como de la fuerza de tensión.
- Discontinuidad en la fuerza de preesforzado, principalmente en los anclajes (interiores y exteriores).
- Variación de la fuerza de preesforzado debido a la fricción entre el tendón y el hormigón circundante. (PTI, 2006)

Se estudia un elemento de sección constante, sobre el cual se han aplicado cargas externas vivas y permanentes no factorizadas W_{TL} , se asume un perfil del tendón en forma parabólica, la fuerza de preesforzado F , apoyos articulados simples y que en los extremos del elemento el centroide de F (CGS) coincide con el centroide de la sección transversal de hormigón del elemento (CGC).

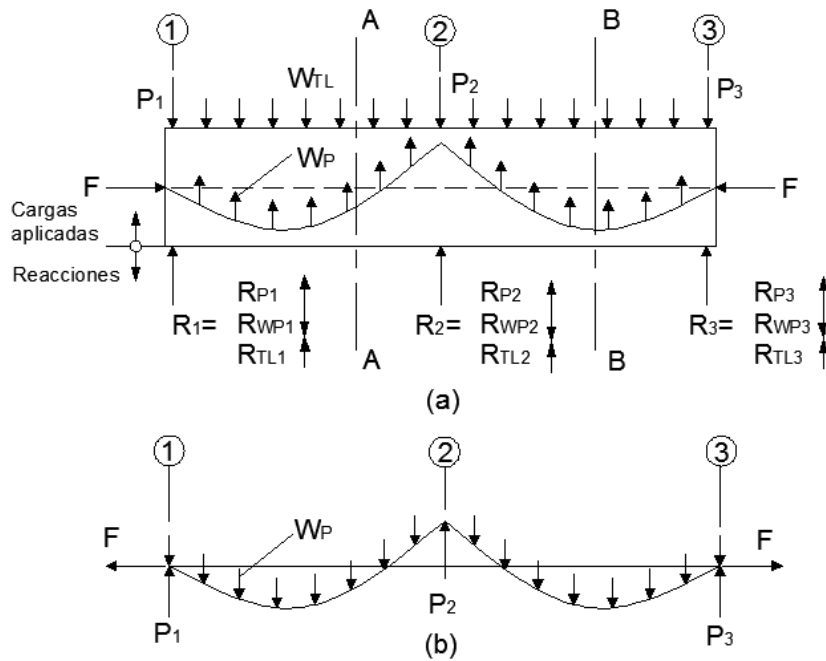


Figura 2.6 Diagrama de cargas equivalentes

Realizado por: Pedro Almache y Roberto Caicedo

Fuente: PTI, Post-Tensioning Manual, 2006

En la *Figura 2.6 (a)* el tendón ha sido removido y reemplazado por cargas internas sobre el elemento de hormigón: la fuerza de preesforzado F y las cargas P_1 , P_2 y P_3 en los apoyos para equilibrar la carga repartida W_p . Estas cargas se denominan “equivalentes”, y deben estar en equilibrio. En la *Figura 2.6 (b)* se muestra el tendón equilibrado con el mismo conjunto de cargas equivalentes, pero en sentido contrario al que actúa sobre el hormigón.

2.6.3 DETERMINACIÓN DEL ESFUERZO A FLEXIÓN EN EL HORMIGÓN MEDIANTE EL DCL DE CARGAS EQUIVALENTES

Las cargas equivalentes producen un conjunto de reacciones que actúan en el DCL de hormigón. Estas reacciones constan de tres partes. La primera está formada por las reacciones denominadas de R_{P1} a R_{P3} que equilibran las cargas de P_1 hasta P_3 . La segunda, equilibra la carga distribuida w_p y se nombran de R_{WP1} a R_{WP3} . La tercera parte equilibra la carga externa W_{TL} y se nombra de R_{TL1} a R_{TL3} en los tres apoyos (*Figura 2.6-a*).

Para la sección A-A

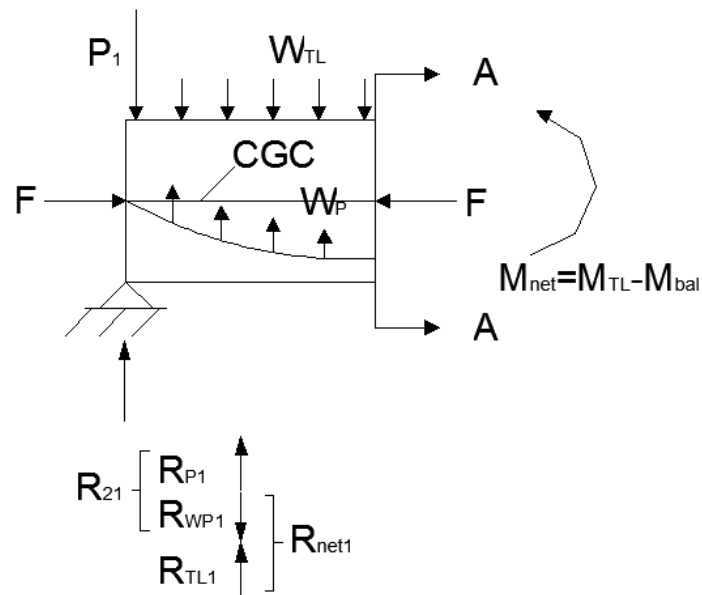


Figura 2.7 Equilibrio de fuerzas para un elemento preesforzado

Realizado por: Pedro Almache y Roberto Caicedo

Fuente: PTI, Post-Tensioning Manual, 2006

Las fuerzas actuante en la sección A-A son: la fuerza horizontal F aplicada en el centro de gravedad de la sección, el momento M_{TL} que equilibra la carga repartida W_{TL} y su reacción R_{TL1} y el momento balanceado M_{bal} que equilibra las cargas equivalentes P_1 y W_p y sus respectivas reacciones R_{P1} y R_{WP1} . La reacción secundaria R_{21} es la suma de las reacciones a las cargas equivalentes R_{P1} y R_{WP1} y la reacción equilibrante R_{net1} es la suma de R_{WP1} y R_{TL1} , ya que P_1 y R_{P1} son iguales y opuestas, ellas no contribuyen al momento neto. Si se considera que la longitud del corte A-A medida desde el apoyo es x , se tiene:

$$M_{TL} = W_{TL} * \frac{x^2}{2} - R_{TL1} * x \quad \text{Ecuación 2.1}$$

$$M_{Bal} = w_p * \frac{x^2}{2} - R_{WP1} * x \quad \text{Ecuación 2.2}$$

El esfuerzo en la fibra extrema de la sección A-A se calcula de la siguiente manera:

$$f = -\frac{F}{A} \pm \frac{M_{net}}{S} \quad \text{Ecuación 2.3}$$

Donde:

A: Área de la sección transversal.

S: Módulo de la sección.

Los esfuerzos a compresión se consideran negativos y positivos los de tensión.

2.6.4 REACCIONES Y MOMENTOS SECUNDARIOS MEDIANTE EL DCL DE CARGAS EQUIVALENTES

Si se remueven las cargas externas del DCL del hormigón, se obtiene un diagrama con las cargas equivalentes actuando sobre el elemento y sus respectivas reacciones como se muestra en la *Figura 2.8*.

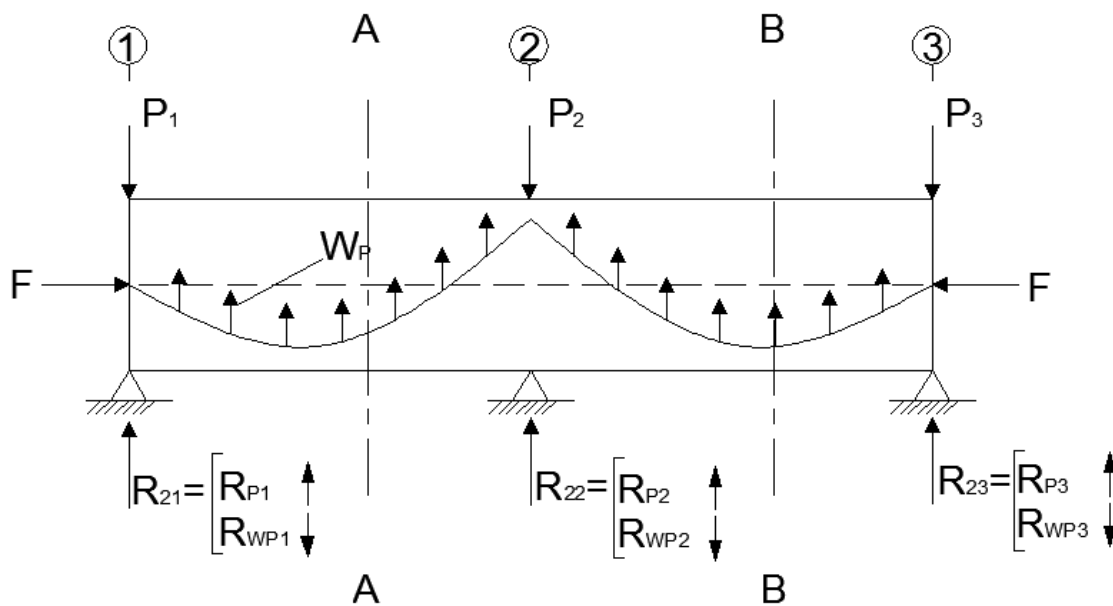


Figura 2.8 Equilibrio de fuerzas por tensión

Realizado por: Pedro Almache y Roberto Caicedo

Fuente: PTI, Post-Tensioning Manual, 2006

En estructuras estáticamente indeterminadas, las reacciones R_{P_i} son diferentes a las reacciones R_{WP_i} , de modo que el elemento (sin cargas externas) tiene

reacciones que cumplen con la compatibilidad de soporte necesaria causada por las cargas internas (tendón). Dichas reacciones externas R_{21} , R_{22} y R_{23} se conocen como “secundarias”. Si se reincorpora el tendón de la *Figura 2.6 (b)* a su posición original en el DCL del hormigón, el conjunto de cargas equivalentes iguales y opuestas actuando en el elemento se cancelan, dejando un DCL de la forma:

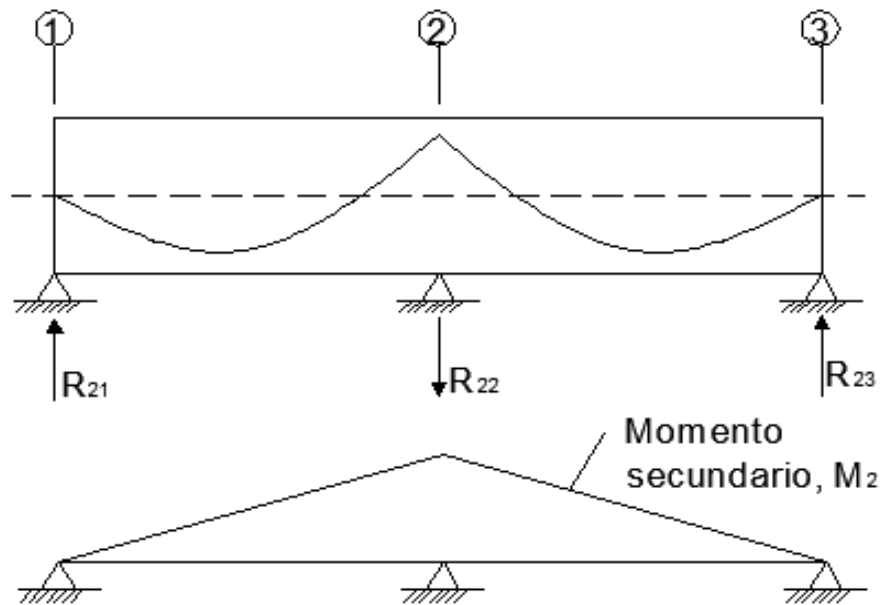


Figura 2.9 Diagrama de momentos generado por las reacciones de la fuerza de tensión introducida.

Realizado por: Pedro Almache y Roberto Caicedo

Fuente: PTI, Post-Tensioning Manual, 2006

Las reacciones secundarias deben encontrarse en equilibrio con ellas mismas, debido a que no existen otras cargas sobre el elemento. El diagrama de momentos de las reacciones secundarias se muestra en la *Figura 2.9* y se denominan momentos secundarios, porque son producidos por las reacciones inducidas en los apoyos.

Los momentos secundarios se pueden calcular también considerando el DCL del hormigón. La *Figura 2.10* muestra las cargas equivalentes en la sección B-B de hormigón y el DCL del tendón removido. El momento total M_{bal} actuando en dicha sección se expresa de acuerdo a la *Ecuación 2.4*.

$$M_{bal} = M_{equiv} + M_2$$

Ecuación 2.4

Dónde:

M_{equiv} = momentos causados por las cargas del tendón (W_p, P_1 y P_2), y

M_2 = momento secundario debido a las reacciones R_{21} y R_{22}

En la sección B-B:

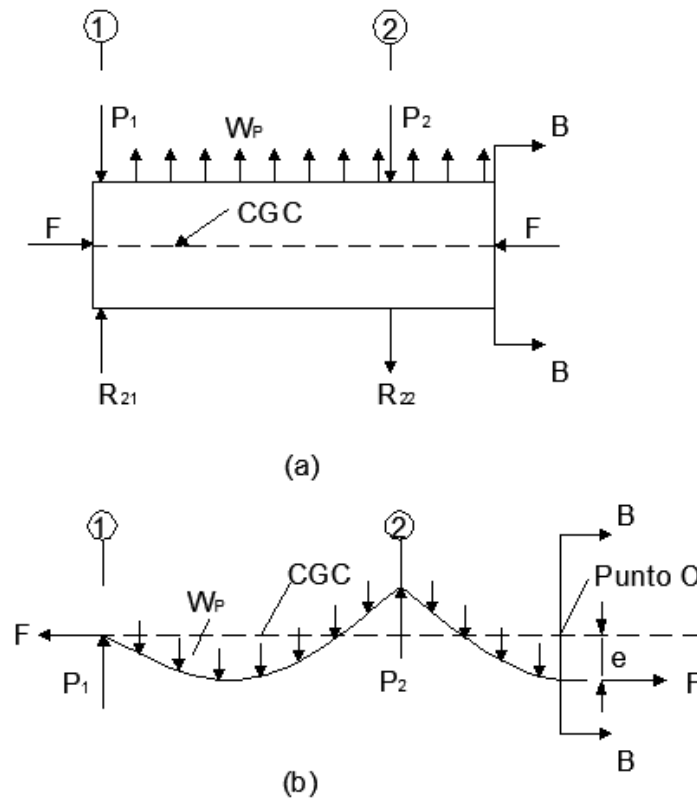


Figura 2.10 DCL del hormigón (a) y DCL del tendón removido (b)

Realizado por: Pedro Almache y Roberto Caicedo

Fuente: PTI, Post-Tensioning Manual, 2006

En la *Figura 2.10 (b)*, el momento actuante en cualquier sección es cero, y ya que las cargas W_p, P_1 y P_2 son el mismo conjunto de las cargas equivalentes mostradas en la *Figura 2.10 (a)* entonces se resuelve mediante las *Ecuaciones 2.5-2.6*.

$$\sum M_o = 0.$$

$$Fe = M_{equiv} \quad \text{Ecuación 2.5}$$

Donde:

Fe = momento equivalente, resultado de la tensión del refuerzo o momento primario.

El momento secundario se calcula por:

$$M_2 = M_{bal} - Fe \quad \text{Ecuación 2.6}$$

2.6.5 DCL COMBINADO

La *Figura 2.11* muestra el DCL combinado de una parte del elemento bajo cargas de servicio. Este diagrama tiene como componentes tanto el tendón de acero de refuerzo como las fuerzas externas actuando en el elemento; se usa principalmente en el cálculo de la resistencia nominal.

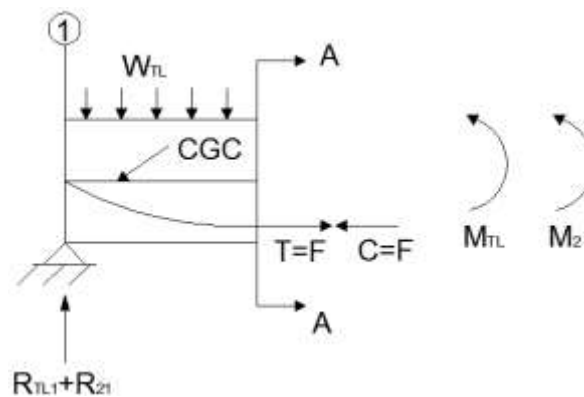


Figura 2.11 Diagrama de cuerpo libre combinado.

Realizado por: Pedro Almache y Roberto Caicedo

Fuente: PTI, Post-Tensioning Manual, 2006

El momento aplicado actuando en la sección A-A es la suma de momento M_{TL} , que equilibra la carga total W_{TL} y su reacción R_{TL} , y del momento secundario M_2 , que equilibra la reacción secundaria R_2 . La fuerza de tensión en el refuerzo, T , es igual a la fuerza de compresión en el hormigón C .

$$T = A_{ps} f_{se} = C \quad \text{Ecuación 2.7}$$

2.6.6 CÁLCULO DE ESFUERZOS FLECTORES EN EL HORMIGÓN MEDIANTE EL DCL COMBINADO

Para este proceso es necesario conocer la excentricidad del tendón y el momento secundario donde se desee analizar. Por conveniencia, se mueve la fuerza de compresión hasta el centro de gravedad de la sección, para provocar un momento F_e en la sección como se ilustra en la *Figura 2.12*.

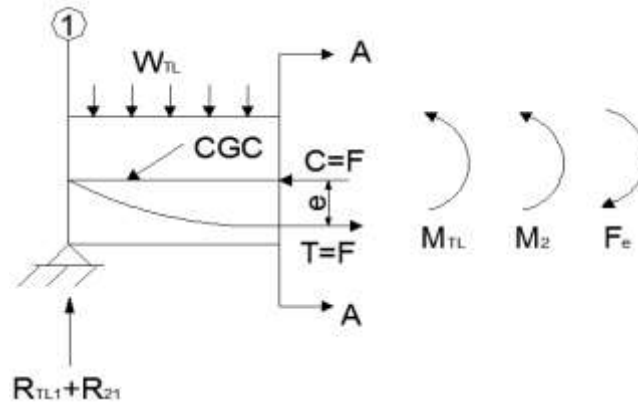


Figura 2.12 Acciones de equilibrio para el DCL combinado

Realizado por: Pedro Almache y Roberto Caicedo

.Fuente: PTI, Post-Tensioning Manual, 2006

El esfuerzo flector en la fibra extrema de la sección se calcula de la siguiente manera:

$$f = -\frac{F}{A} + \frac{\pm M_{TL} + M_2 \pm Fe}{S} \quad \text{Ecuación 2.8}$$

2.6.7 CÁLCULO DE LA RESISTENCIA NOMINAL MEDIANTE EL DCL COMBINADO

A diferencia de lo establecido en la *Figura 2.11*, cuando la fuerza C' está separada una distancia y de T' , el DCL se modifica como se indica en la *Figura 2.13*.

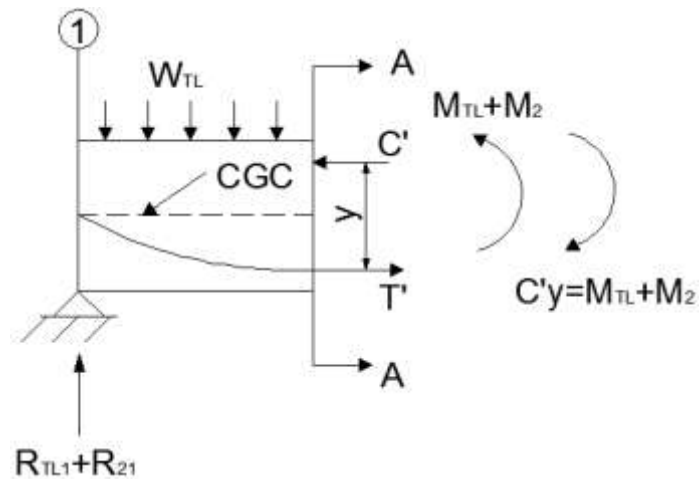


Figura 2.13 DCL de tensión y compresión del elemento

Realizado por: Pedro Almache y Roberto Caicedo

.Fuente: PTI, Post-Tensioning Manual, 2006

Los momentos mostrados en la *Figura 2.13* se cancelan, por lo tanto diagrama aparece de la siguiente manera:

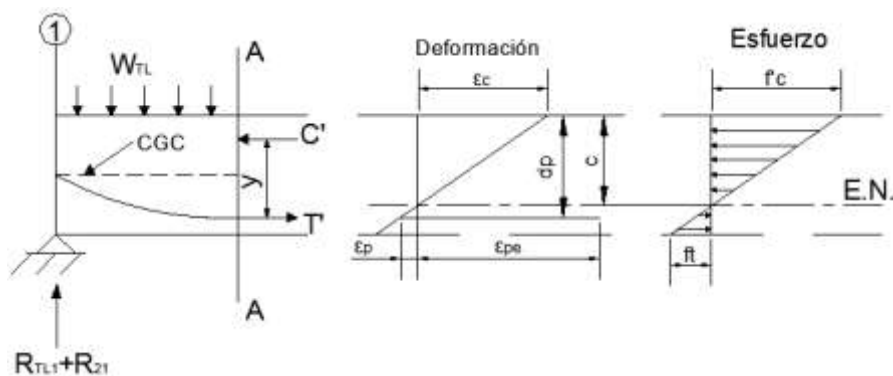


Figura 2.14 Diagrama de esfuerzos del elemento

Realizado por: Pedro Almache y Roberto Caicedo

Fuente: PTI, Post-Tensioning Manual, 2006

De la *Figura 2.14* se observa que la deformación en el acero de refuerzo ϵ_p es muy baja, debido a la cercanía del eje neutro con el centro de gravedad del refuerzo. El esfuerzo de tensión en la fibra extrema f_t se encuentra por debajo del esfuerzo de tracción del hormigón por lo que no existe agrietamiento. (PTI, 2006)

A medida que la carga exterior en el elemento aumenta sobre el nivel de servicio, se producirá el primer agrietamiento del hormigón en la cara en tensión, como se muestra en la *Figura 2.15*.

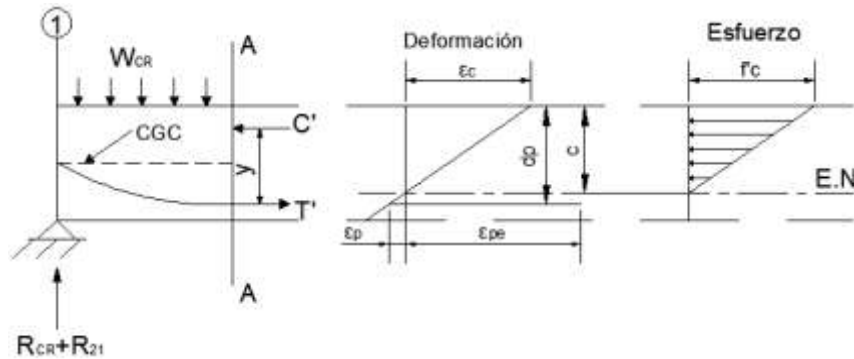


Figura 2.15 DCL al primer agrietamiento

Realizado por: Pedro Almache y Roberto Caicedo

.Fuente: PTI, Post-Tensioning Manual, 2006

Cuando la carga se incrementa sobre la carga de fisuración, el eje neutro se eleva y la deformación en el tendón se incrementa considerablemente. Continuando así hasta el punto en que la relación entre el esfuerzo del hormigón y la deformación se vuelve no lineal y finalmente, cuando el hormigón alcanza a su deformación última (0,003), el esfuerzo en el refuerzo llega a ser f_{ps} , siendo la fuerza de tensión entonces $T_p = A_{ps} f_{ps}$, y la resistencia nominal $M_n = T_p * y$, donde:

A_{ps} : Área de acero del tendón de refuerzo preesforzado.

f_{ps} : Esfuerzo último de tensión del acero presforzado, especificado en los códigos.

$$y = \frac{M_u + M_2}{T_p} \quad \text{Ecuación 2.9}$$

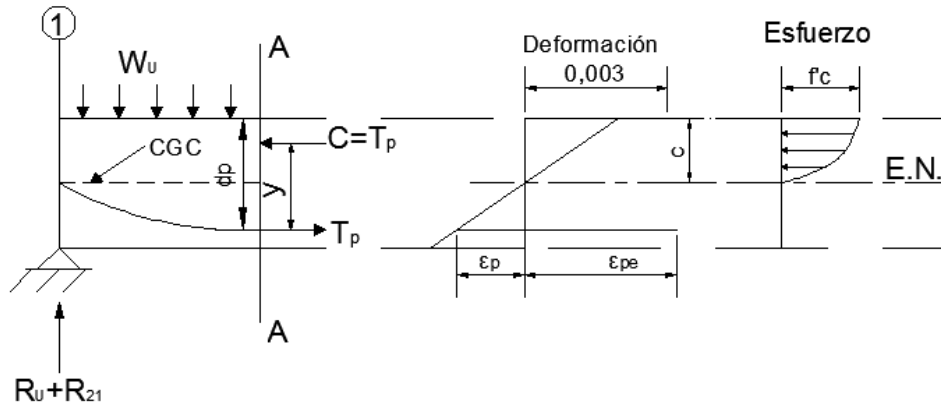


Figura 2.16 DCL a esfuerzo nominal

Realizado por: Pedro Almache y Roberto Caicedo

.Fuente: PTI, Post-Tensioning Manual, 2006

La cantidad y ubicación de la resultante de la fuerza de compresión C en el hormigón es la misma que para una zona de compresión de hormigón convencional (esfuerzo de $0,85f'_c$, uniforme, y profundidad de β_1c). Donde la resistencia nominal es: $M_n = T_p(d_p - a_c/2)$.

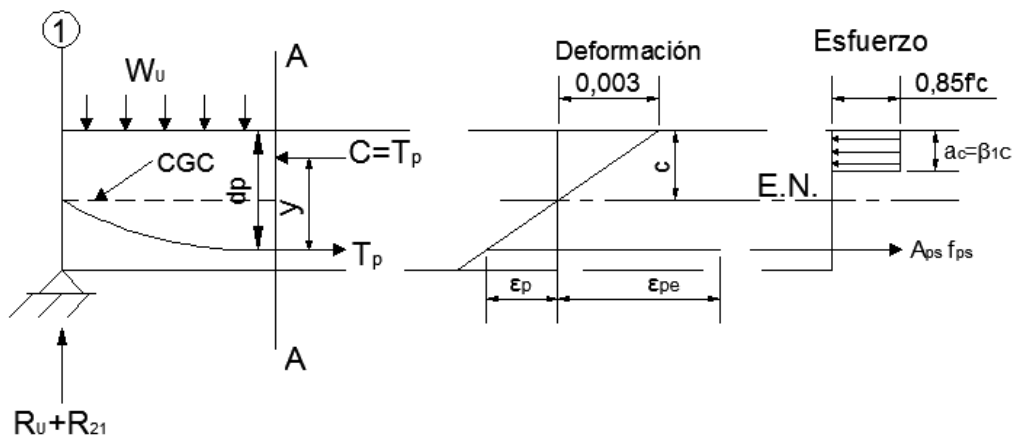


Figura 2.17 DCL a esfuerzo nominal con bloque rectangular de esfuerzos.

Realizado por: Pedro Almache y Roberto Caicedo

Fuente: PTI, Post-Tensioning Manual, 2006

La *Figura 2.18* muestra el DCL combinado con el refuerzo no preesforzado y el refuerzo de compresión. El aumento de acero refuerzo a compresión A'_s reduce tanto la fuerza de compresión en el hormigón como la profundidad del bloque

decompresión a_c , eleva el eje neutro aumentando la deformación neta por tensión ε_t . La resistencia nominal del elemento de la *Figura 2.18* es:

$$M_N = A'_s * f'_s \left(\frac{a_c}{2} + d'_s \right) + A_{ps} * f_{ps} \left(d_p - \frac{a_c}{2} \right) + A_s * f_y \left(d_f - \frac{a_c}{2} \right) \text{ Ecuación 2.10}$$

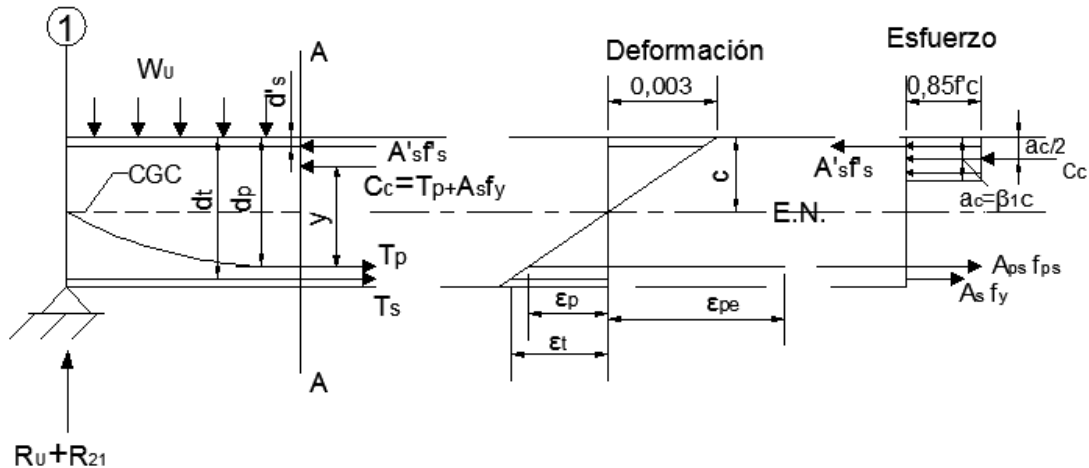


Figura 2.18 DCL combinado con refuerzo no preesforzado y refuerzo a compresión

Realizado por: Pedro Almache y Roberto Caicedo

Fuente: PTI, Post-Tensioning Manual, 2006

Los códigos limitan la máxima de refuerzo adicional para evitar una falla frágil.

Comúnmente, para el diseño, se escoge una fuerza de preesfuerzo final en función del área o número de tendones a instalar, limitando los esfuerzos de tensión en el hormigón bajo cargas servicio a valores permisibles determinados en los códigos o cumpliendo otros criterios como esfuerzo de compresión promedio mínimo (F/A) o porcentaje mínimo de balanceo de carga permanente.

2.6.8 CÁLCULO DE ESFUERZOS BAJO CARGAS DE SERVICIO.

Las cargas de servicio están compuestas por las cargas vivas, permanentes y sobrepuestas sin mayorar. Las secciones preesforzadas se clasifican de acuerdo a la fuerza de tensión (ft) en la fibra extrema, como:

$$\text{Clase U, no agrietadas: } f_t \leq 6.3\sqrt{f'_c} [T/m^2] \quad \text{Ecuación 2.11}$$

$$\text{Clase C, agrietadas: } f_t > 10\sqrt{f'_c} [T/m^2] \quad \text{Ecuación 2.12}$$

Clase T, transición: $6.3\sqrt{f'_c} < f_t \leq 10\sqrt{f'_c} [T/m^2]$ Ecuación 2.13

Se recomienda diseñar los sistemas de losas postensadas bidireccionales como clase U con:

$$f_t \leq 5 * \sqrt{f'_{ci}} [T/m^2] \quad \text{Ecuación 2.14}$$

Dónde

f'_{ci} : Resistencia a compresión en el hormigón cuando se aplica la tensión.

El procedimiento de diseño comenzará con la selección una fuerza de preesfuerzo y un perfil para el tendón con la finalidad cumplir:

- Los esfuerzos en la fibra extrema satisfagan los valores establecidos en la norma de acuerdo con la clase seleccionada.
- Criterios de deflexión y agrietamiento acordes con la norma de construcción vigente.
- El porcentaje esfuerzo de compresión preesforzado (F/A) debe encontrarse dentro de los rangos permitidos.
- Cargas balanceadas dentro de un porcentaje adecuado. (PTI, 2006)

2.6.9 ESFUERZO EN EL ESTADO DE TRANSFERENCIA DE CARGAS

Los esfuerzos en el estado de transferencia se producen debido al peso propio del elemento y la fuerza de tensado preesforzado. Considerando sólo las pérdidas a corto plazo en esta etapa. El esfuerzo calculado para la fibra extrema en compresión debe cumplir los siguientes límites:

Tabla 2.4

Límite de esfuerzos de compresión en la fibra extrema.

CONDICIÓN DE APOYO	ESFUERZO LÍMITE EN LA FIBRA DE TENSIÓN
Extremos de miembros simplemente apoyados	$0.5\sqrt{f'_c} [MPa]$
Todos los demás tipos de apoyo	$0.25\sqrt{f'_c} [MPa]$

Realizado por: Pedro Almache y Roberto Caicedo

Fuente: ACI Committee 318, 2014

2.6.10 ESFUERZO DE COMPRESIÓN BAJO CARGAS DE SERVICIO

El esfuerzo a compresión límite de $0.45 * f'_c$ asegura que los elementos preesforzados no fallen debido a cargas repetitivas. Este factor permite evitar las deformaciones a largo plazo y es útil para cuando las cargas permanentes y las cargas vivas representan un alto porcentaje de la carga de servicio.

Tabla 2.5

Límite de esfuerzo de compresión

CONDICIÓN DE CARGA	LÍMITE DE ESFUERZO A LA COMPRESIÓN EN EL HORMIGÓN
Preesfuerzo adicional carga permanente	$0.45 * f'_c$
Preesfuerzo adicional carga muerta	$0.6 * f'_c$

Realizado por: Pedro Almache y Roberto Caicedo

Fuente: ACI Committee 318, 2014

2.6.11 CÁLCULO DE DEFLEXIONES

El cálculo de las deflexiones para elementos pre esforzados clase U, vigas y losas y la deflexión adicional dependiente del tiempo en miembros de concreto preesforzado debe calcularse considerando los esfuerzos en el hormigón y en el acero debido a cargas permanentes, e incluyendo el flujo plástico y retracción del hormigón, así como la relajación del refuerzo de preesforzado (ACI Committee 318, 2014).

Tabla 2.6

Deflexiones máximas permisibles

MIEMBRO	CONDICIÓN		DEFLEXIÓN POR CONSIDERAR	DEFLEXIÓN LÍMITE
PISOS O TECHOS	Apoyados o unidos a elementos no estructurales	Susceptible a daños por deflexiones largas	La parte de la deflexión total que se produce después de la unión de los elementos no estructurales, que representa la suma de la deflexión a largo plazo debido a toda carga sostenida y la deformación inmediata debido a cualquier carga adicional	L/480
		No susceptibles a daños por deflexiones largas		L/240

Realizado por: Pedro Almache y Roberto Caicedo

Fuente: ACI Committee 318, 2014

El código ACI 318 (ACI Committee 318, 2014) realiza el comentario de los requisitos de diseño para los elementos según el comportamiento supuesto.

Tabla 2.7

Requisito de diseño según el comportamiento supuesto

REQUISITO DE DISEÑO PARA EL FUNCIONAMIENTO CLASE U	
Comportamiento supuesto	No fisurado
Propiedades de la sección para calcular esfuerzos bajo cargas de servicio	Sección bruta
Esfuerzo admisible en transferencia	24.5.3 ACI 318
Esfuerzo de compresión admisible basado en sección no fisurada	24.5.4 ACI 318
Esfuerzo a tracción, bajo cargas de servicio 18.3.3	$\leq 0,62 \sqrt{f_c}$
Base para el cálculo de las deflexiones	24.2.3.8; 24.2.4.2 ACI 318 Sección bruta
Control de agrietamiento	Sin requisitos
Cálculo de Δf_s ó f_s para el control de fisuración	-
Refuerzo de superficie	Sin requisitos

Realizado por: Pedro Almache y Roberto Caicedo

Fuente: ACI Committee 318, 2014

2.6.12 RESISTENCIA NOMINAL

Una vez que se ha determinado la fuerza de tensado para cargas de servicio, la fuerza máxima del elemento está determinada. Para realizar un diseño por resistencia se debe proporcionar, en la sección, una capacidad a flexión igual o mayor a la solicitación, la misma que está definida por el momento flector actuante en la sección producido por cargas aplicadas factorizadas y los momentos secundarios.

Para elementos con relación largo-altura $L/h > 35$ (losas), el esfuerzo preesforzado a la resistencia nominal, se obtiene con la siguiente ecuación (PTI, 2006):

$$f_{ps} = f_{se} + 7046 + \frac{f'_c}{300 \rho_p} [T/m^2] \quad \text{Ecuación 2.15}$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b * d_p} \quad \text{Ecuación 2.16}$$

Ecuaciones tomadas de la norma ACI 318 (ACI Committee 318, 2014).

Donde:

f_{ps} : Esfuerzo último de tensión en el refuerzo preesforzado.

f_{se} : Esfuerzo efectivo de tensión del refuerzo preesforzado.

ρ_p : Cuantía de acero de refuerzo preesforzado.

A_{ps} : Área de acero de refuerzo preesforzado.

2.6.13 LÍMITE SUPERIOR DE REFUERZO

La norma ACI 318 establece un límite de refuerzo (ω) tanto de acero preesforzado como no preesforzado, con el fin de asegurar un comportamiento dúctil y garantizar que los esfuerzos asumidos para el refuerzo se alcanzan antes del aplastamiento del hormigón. Este límite (adimensional) se determina de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\omega = \frac{A_{ps} * f_{ps} + A_s * f_s - A'_s * f'_s}{b * d_p * f'_c} \leq 0.363 \beta_1 \quad \text{Ecuación 2.17}$$

2.6.14 REQUISITOS MÍNIMOS DE REFUERZO

El ACI establece requisitos mínimos de refuerzo no preesforzado, para asegurar la ductilidad y una buena distribución del agrietamiento. Para sistemas de losas postensadas bidireccionales no-adheridas, el área de acero mínimo es:

$$A_s = 0.00075 A_{cf} [mm^2] \quad \text{Ecuación 2.18}$$

Donde:

A_{cf} : Es el área de sección transversal bruta más grande de la sección de la losa. En zonas de momento positivo no se requiere un mínimo de refuerzo no preesforzado a menos que el esfuerzo flector de tensión bajo cargas de servicio sea mayor que $1.7\sqrt{f'_c}$, en cuyo caso refuerzo mínimo se define en la *Ecuación 2.19*.

$$A_s = \frac{2N_c}{f_y} [m^2] \quad \text{Ecuación 2.19}$$

Dónde:

N_c es la fuerza de tensión en la sección transversal del hormigón bajo cargas de servicio.

Las longitudes mínimas del acero de refuerzo mínimo requerido son: 1/3 de la longitud medida centro a centro de los apoyos, para momentos positivos, y 1/6 de la longitud libre medida cara a cara de la columna en áreas de momento negativo. Cuando se requiere refuerzo mínimo para momentos resistentes el refuerzo se debe extender una longitud de desarrollo más allá del punto donde ya no se requiere.

2.6.15 REQUISITOS DE CORTANTE

El código requiere que el cortante factorizado V_u , en cualquier sección transversal debe ser menor o igual a la capacidad nominal a corte V_n , de la misma sección multiplicada por un factor de reducción $\phi = 0.75$.

$$V_u \leq \phi V_n \quad \text{Ecuación 2.20}$$

La capacidad nominal tiene dos componentes: V_c es la resistencia nominal proporcionada por el hormigón y V_s es la resistencia nominal del refuerzo de cortante, por lo tanto:

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Ecuación 2.21}$$

2.6.16 PÉRDIDAS DE PREESFUERZO

Las pérdidas pueden ocurrir a corto y a largo plazo. Las pérdidas a corto plazo se dan desde que empieza la operación de tensado del acero de preesforzado hasta que se transfiere la fuerza de preesforzado al hormigón mediante los anclajes. Las pérdidas a largo plazo suceden luego de este punto.

Las pérdidas incluyen

- Pérdidas por fricción a lo largo del tendón
- Asentamiento de cuñas en la etapa de transferencia de fuerza al hormigón.

- Acortamiento elástico del hormigón.
- Cambios volumétricos en el hormigón, debido a efectos de contracción y fluencia.
- Relajación del refuerzo preesforzado.

La literatura especializada recomienda un 10% como estimación razonable de las pérdidas de la fuerza última de tensado (f_{pu}). (PTI, 2006)

2.7 PROCESOS DE CONSTRUCCIÓN Y DISEÑO

2.7.1 DISEÑO GENERAL DEL TENDÓN PARA LOSAS

Los tendones para losas se disponen, generalmente, en una franja en la zona de las columnas en una dirección y distribuidos uniformemente en la dirección perpendicular. Con el fin de colocar tendones sin entretrejerlos, se sigue una secuencia de construcción, colocando por lo menos dos tendones distribuidos seguidos por tendones juntos en la dirección perpendicular; los tendones distribuidos restantes se colocan sobre las franjas de columna. (PTI, 2006)

2.7.2 LOSA DE CIMENTACIÓN POSTENSADA

Las losas de cimentación deben resistir las fuerzas que actúan sobre ellas provenientes de varias fuentes como: la carga de la superestructura, cargas resultado de la contracción e hinchazón del suelo de soporte en caso de suelos activos, y restricciones de acortamiento debido a la fricción entre la losa y el suelo. El refuerzo preesforzado se puede aplicar con el propósito de aumentar la capacidad de elementos de hormigón para contrarrestar efectivamente las cargas mencionadas. (Khan & Williams, 1995)

El uso de los tendones de preesforzado somete al hormigón a compresión antes que las cargas aplicadas deformen la losa y antes que los esfuerzos de tensión causen agrietamiento. Además el postensado ayuda a reducir o eliminar la necesidad de juntas y las grietas de contracción, dando como resultado una losa con mayor capacidad a la flexión que una losa no preesforzada.

En la construcción de losas de cimentaciones postensadas sobre suelos activos, el uso de reforzamiento postensado aumenta la rigidez de la cimentación, para resistir cualquier deformación en el suelo de soporte. Las cimentaciones

postensadas correctamente diseñadas requieren menos nervios y dispuestos a menor profundidad, o a su vez se puede reducir el espesor de la losa, en comparación con una cimentación no preesforzada equivalente.

El método de diseño del PTI, abarca tres procedimientos de diseño, distintos, aplicables a cimentaciones soportadas sobre suelos expansivos, compresibles o estables. La selección del procedimiento dependerá del tipo de suelo de soporte.

Los procesos de diseño se sustentan en reglas empíricas basadas en análisis elásticos; las técnicas de construcción han evolucionado por medio de la experiencia.

Una losa de cimentación a diferencia de los sistemas de losas de entrepiso está soportada continuamente por el piso. Su función es distribuir las cargas concentradas de la superestructura al suelo de forma segura. El desempeño de una losa de cimentación está vinculado sobre todo con las características de la sub-base, el suelo y las cargas.

El sistema de postensado permite tener áreas de piso, que van más allá los 100 x 100 m., construidas sin juntas. Un piso postensado tolera mejor las sobrecargas ocasionales. (Khan & Williams, 1995)

2.7.3 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

El cálculo de esfuerzos se basa en un análisis elástico de la subrasante, asumiendo la losa como una placa delgada sostenida por un medio elástico. El procedimiento de diseño consta de lo siguiente:

1. Determinación de las características del suelo
2. Determinación de las cantidades y patrones de carga
3. Determinación de un factor de seguridad apropiado
4. Asumir alturas de la sub-base y de la losa (predimensionamiento)
5. Cálculo de la resistencia de la losa
6. Cálculo de los esfuerzos debido a las cargas
7. Revisiones generales

2.7.4 FACTORES QUE AFECTAN EL DISEÑO

Algunos factores que influyen en los esfuerzos producidos en la losa y determinan su resistencia son:

- Patrones de carga
- Área cargada
- Altura de la losa
- Módulo de elasticidad del hormigón
- Resistencia de tensión a la flexión del hormigón
- Cantidad de preesfuerzo
- Módulo de fricción entre la losa y el suelo
- Características de la subrasante

2.7.5 FACTOR DE SEGURIDAD F_s

Un valor de 1,5 es aceptable para usar bajo ciertas condiciones. Por ejemplo, donde no existen cargas de impacto, o donde la intensidad de la sobrecarga y/o la frecuencia de aplicación de la carga son menores.

2.7.6 RESTRICCIONES AL MOVIMIENTO LATERAL

Además de la fricción entre la losa y la subrasante, la losa puede sufrir cambios de longitud debidos a variación de la temperatura, contenido de humedad del hormigón y humedad del suelo. Si las restricciones inducen esfuerzos de tensión más altos que la resistencia de la losa, esta se agrieta.

2.7.7 CONSTRUCCIÓN

Por facilidad de construcción, se prefieren los tendones no adheridos para losas de cimentación postensadas. Se utilizan generalmente tendones de 13 mm. La cantidad de refuerzo requerido es mucho menor que para una losa de entrepiso.

Las losas preesforzadas en dos direcciones se tensan en la dirección larga dentro de las 24 a 48 horas posteriores a la fundición del hormigón y en la dirección perpendicular, el tiempo de aplicación del tensado depende del método de construcción.

Los métodos de construcción son similares a los métodos empleados en hormigón armado. La elección del método depende del tamaño del piso y de la disponibilidad de mano de obra y equipo. (Khan & Williams, 1995)

CAPÍTULO III

3 METODOLOGÍA

3.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

3.1.1 ARQUITECTURA DEL PROYECTO

El estudio se fundamenta en una arquitectura previamente establecida, cuya información sobre la geometría y distribución de espacios, será la base para la modelación y se utilizará para determinar las comparaciones requeridas necesarias para observar las diferencias entre los dos sistemas propuestos.

El proyecto consta de un edificio de 4 pisos altos, ubicado en la ciudad de Quito, destinado a funcionar como una institución educativa. La *Tabla 3.1* muestra el área de cada uno de los niveles del edificio, los cuales tienen una altura de entrepiso de 3,00 m y están distribuidos de la siguiente forma:

Tabla 3.1

Uso y distribución de espacios del proyecto

PISO/NIVEL	USO	ÁREA (m ²)
Terraza Nivel +12,00	Cubierta	468
Tercera Planta Nivel +9,00	Aulas	468
Segunda Planta Nivel +6,00	Aulas	468
Primera Planta Nivel +3,00	Aulas	468
Planta Baja Nivel +0,00	Sala de reuniones	405
Área Total de Construcción		1809

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

El edificio está formado por tres bloques separados por dos juntas de construcción; se ha considerado realizar un análisis independiente de los diferentes bloques, los cuáles se han denominado de la siguiente manera:

- a) *Aulas*: correspondientes a los Bloques 1 y 2 (equivalentes) destinadas para su uso como aulas y oficinas. El área en planta de un bloque es igual a 220,5 m².

- b) *Gradas*: correspondiente a las áreas de pasillos y escaleras de acceso. Su área en planta es igual a $26,1 m^2$.

3.1.2 REQUISITOS PARA EL DISEÑO SÍSMICO

La filosofía de diseño sismo resistente se ha desarrollado para brindar un adecuado desempeño (nivel de seguridad) durante la vida útil del proyecto; esto se logra:

- Diseñando la estructura de manera que sea capaz de resistir, en el rango elástico, las fuerzas descritas en el código vigente
- Limitando las derivas de piso de tal manera que no sobrepasan los márgenes permisibles establecidos y
- Definiendo un adecuado mecanismo dúctil del sistema resistente a fuerzas laterales (sismo), de manera que la estructura sea capaz de disipar energía en el rango inelástico sin colapsar.

3.1.3 SISTEMA ESTRUCTURAL

El sistema resistente a cargas laterales elegido para el proyecto es un sistema aporticado de hormigón armado formado por elementos (columnas y vigas descolgadas del sistema de piso) conectados por medio de nudos rígidos, cada uno cumpliendo un rol específico y que en conjunto resisten las solicitaciones de carga (gravitacional y sísmica) a través de flexión, corte y fuerza axial (*Tabla 3.2*). El sistema de entrepiso consta de losas alivianadas de hormigón armado.

La implementación de este tipo de sistema se limita a construcciones de baja y mediana altura, debido a que considerar un mayor número de niveles en edificios, llevaría a un aumento en las dimensiones de los elementos verticales (columnas), lo que resulta anti-económico.

El sistema estructural será especialmente diseñado y detallado para garantizar un adecuado comportamiento de acuerdo a lo establecido en el apartado anterior. (MIDUVI-CAMICON, Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

Tabla 3.2*Edificios de hormigón armado*

Sistema estructural	Elementos resistentes	Ubicación del mecanismo dúctil	Objetivo del detallamiento
Pórtico especial	Columnas y vigas descolgadas	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte pero débil a flexión.

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: NEC-SE-DS Tabla 2

3.1.4 MATERIALES CONSTITUTIVOS

- Densidad hormigón: $w_u = 2.4 T/m^3$
- Resistencia a la compresión del hormigón en vigas, columnas, losas y sistemas de cimentación por medio de zapatas: $f'c = 2800 T/m^2$
- Resistencia a la compresión del hormigón para la losa de cimentación postensada:

$$f'c = 3000 T/m^2$$

- Módulo de elasticidad del hormigón armado:
Según recomendación fundamentada en el análisis de la práctica de la construcción en nuestro medio:

$$E = 42500\sqrt{f'c} T/m^2 \quad \text{Ecuación 3.1}$$

Donde $f'c$ está en $[T/m^2]$

- Módulo de elasticidad del hormigón postensado: $E = 42500\sqrt{f'c} T/m^2$
- Módulo de Poisson del hormigón : $\mu = 0.2$
- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo: $f_y = 42000 T/m^2$
- Módulo de elasticidad del acero de refuerzo: $E_s = 2,1 \times 10^7 T/m^2$
- Esfuerzo de fluencia del acero de preesforzado: $f_{pu} = 1,9 \times 10^5 T/cm^2$
- Fuerza de preesforzado: $15 T$
- Esfuerzo efectivo del cable postensado: $f_{se} = 1,2 \times 10^5 T/m^2$
- Módulo de elasticidad del cable postensado: $E_{ps} = 2,1 \times 10^7 T/m^2$

3.1.5 CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE CIMENTACIÓN

Los valores de capacidad de carga admisible se obtienen mediante correlaciones de pruebas: ensayo de penetración estándar (SPT) y ensayos triaxiales. Los valores los parámetros de resistencia se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 3.3

Parámetros mecánicos del suelo

Cohesión	c (T/m²)	3
Ángulo de fricción	φ	23
Peso unitario	γ (T/m³)	1,62
Módulo de reacción de la subrasante (coeficiente de Balasto)	K (T/m³)	1470

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

El tipo de suelo establecido en la norma NEC-15 se correlaciona con el número de golpes del ensayo SPT, para el valor de 40 se tiene un suelo tipo D ya que el número de golpes promedio se encuentra entre 15 y 50. (MIDUVI-CAMICON, Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

3.2 PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO

La *Tabla 3.4* muestra un resumen de los parámetros de diseño sísmico calculados para el proyecto, de acuerdo con la norma NEC-SE-DS vigente.

Tabla 3.4*Parámetros de diseño sísmico*

Descripción	Simbología Unidad	Valor	Observaciones
Ubicación	-	-	Pichincha-Quito
Zona sísmica	-	V	Peligro sísmico alto
Tipo de perfil del subsuelo	-	Tipo D	Suelo rígido
Categoría del Edificio	-	-	Unidad educativa
Altura total	hn (m)	12	Medidos desde el nivel +0,00
Factor de zona	Z	0,4	Peligro sísmico alto
Coeficientes de perfil de suelo	Fa	1,2	Coeficiente de amplificación para suelo Tipo D según la zona sísmica
	Fd	1,19	
	Fs	1,28	
Factor usado en el espectro de diseño elástico	r	1	Para suelo Tipo D
Razón entre la aceleración espectral Sa y el PGA	η	2,48	Provincias de la sierra
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico	Tc (s)	0,698	$Tc=0,55*Fs*Fd/Fa$
Aceleración espectral	Sa(g)	1,1904	$Sa=\eta ZFa$ para $0 \leq T \leq Tc$
Coeficiente de importancia	I	1,3	Centros de educación
Coeficiente de configuración estructural en planta	ϕ_p	0,9	Desplazamiento de los planos de acción de elementos verticales
Coeficiente de configuración estructural en elevación	ϕ_e	1	Estructura regular en elevación
Coeficiente en función del tipo de estructura	C _i	0,055	Pórticos especiales de hormigón armado
	α	0,9	
Período de vibración de la estructura	T (s)	0,515	$T=C_i hn^a$
Factor de reducción de resistencia sísmica	R	8	Pórticos resistentes a momentos, de hormigón armado con vigas descolgadas
Coeficiente relacionado con el período de vibración del edificio	k	1,007	Si $T \leq 0,5$; $k=1$ Si $0,5 < T \leq 2,5$; $k=0,75 + 0,50 T$ Si $T > 2,5$; $k=2$
Cortante Basal	V%	0,215	$V=(ISa(Ta))/(R\phi_p\phi_e)$

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

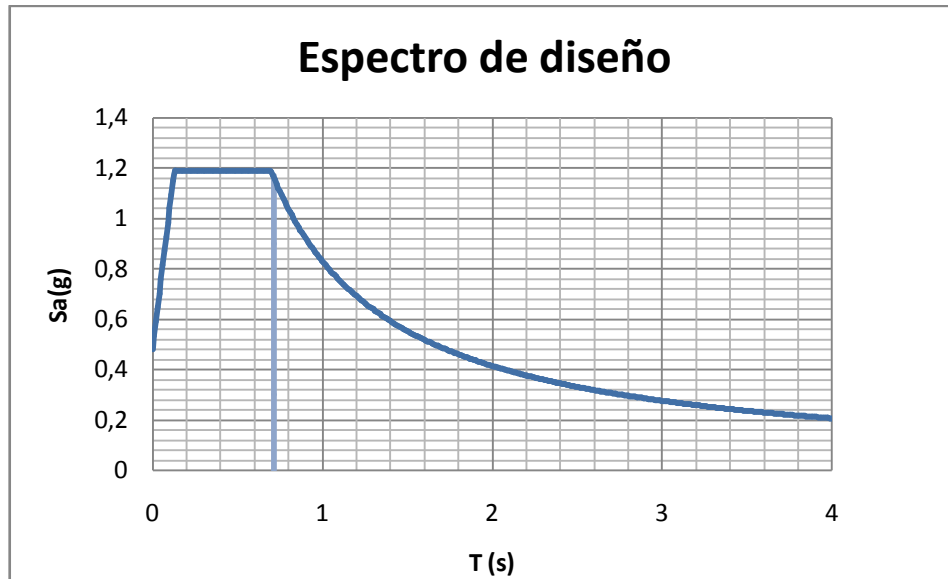


Figura 3.1 Espectro elástico de diseño en aceleraciones

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece un límite para valor de la rigidez según la *Ecuación (3.2)*:

$$T \leq 1,3 * T_{NEC} \quad \text{Ecuación 3.2}$$

$$T \leq 0,67 \text{ s}$$

Tabla 3.5

Momento de inercia permitido en el análisis elástico al nivel de carga mayorada

Miembros y condición	Momento de inercia
Columnas	$0,70I_g$
Muros	$0,60I_g$
Vigas	$0,50I_g$
Placas planas y losas planas	$0,35I_g$

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: ACI 318-14, tabla 6.6.3.1.1(a)

3.3 PRE-DISEÑO DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO

El predimensionamiento de los elementos que conforman el sistema estructural se basa en la Guía Práctica de Diseño de Hormigón Armado de la norma NEC-15, en las disposiciones presentes en el código ACI-318 2014 y en las

recomendaciones dictadas en las cátedras de hormigón armado y proyectos estructurales de la Facultad de Ingeniería Civil de la EPN y tendrá como fin obtener dimensiones preliminares de los elementos cumpliendo con los requisitos mínimos aceptables y los límites establecidos en la norma; su geometría servirá para desarrollar los modelos estructurales.

3.3.1 VIGAS

Para la estimación de la altura de vigas de hormigón armado, h , se consideran los límites dados por el código ACI-318, que se muestran en la *Tabla 3.6*, los cuales generan deflexiones aceptables en los elementos.

Tabla 3.6

Altura mínima de vigas

Condición de apoyo	Altura mínima, h
Simplemente apoyada	$l/16$
Con un extremo continuo	$l/18,5$
Con ambos extremos continuos	$l/21$
En volado	$l/8$

l : luz de la viga (m)

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: ACI 318-14 Tabla 9.3.1.1

Otros requisitos que se deben cumplir son:

- la luz libre l debe ser al menos cuatro veces el peralte de la sección transversal.
- el ancho mínimo, b , debe ser el menor entre: $0,3h$ y 250 mm.
- para vigas no arriostradas lateralmente de forma continua, la separación entre apoyos debe ser menor que: $50b$

Tabla 3.7*Altura de vigas para todos los casos*

	Sobre ejes	Luz (m)	Condición de apoyo	Altura, h (m)
Vigas entre los ejes A-B	1,2,3,4,5,6,7,8	7,9	Un borde continuo	0,43
Vigas entre los ejes A'-A	1,2,3,4,5,6,7,8	1,5	Volado	0,19
Vigas entre los ejes A-B	4',5'	7,9	Simplemente apoyada	0,49
Vigas entre los ejes 1-2, 3-4, 5-6, 7-8	A,B	6,175	Un borde continuo	0,34
Vigas entre los ejes 1-2, 3-4, 5-6, 7-8	A'	6,4	Un borde continuo	0,35
Vigas entre los ejes 2-3, 6-7	A,B	6,45	Ambos bordes continuos	0,31
Vigas entre los ejes 2-3, 6-7	A'	6,6	Ambos bordes continuos	0,31
Vigas entre los ejes 4'-5'	A,B	2,4	Simplemente apoyada	0,15

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Por ser constructivamente más eficiente, se considerarán como alturas tentativas para las vigas, las mayores de la *Tabla 3.7* y las calculadas en 3.3.3, para los casos resumidos a continuación:

Tabla 3.8*Altura de vigas*

Ubicación en la estructura	Caso	Altura, h (m)
Aulas (Bloque 1 y Bloque 2)	Vigas apoyadas	0,6
	Vigas en volado	0,4
Gradas	Vigas en pasillo	0,5
	Vigas alrededor de las gradas	0,4

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

3.3.2 LOSAS BIDIRECCIONALES

Se determina el espesor mínimo de losa maciza bidireccional apoyada sobre vigas en todos los bordes de tal manera que cumpla los límites establecidos en la norma.

Tabla 3.9

Espesor mínimo de losas macizas bidireccionales en vigas

α_{fm}	Espesor mínimo de losa
$0.2 < \alpha_{fm} < 2.0$	$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{141000}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \geq 125mm$
$\alpha_{fm} > 2.0$	$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{141000}\right)}{36 + 9\beta} \geq 90mm$

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: ACI 318-14 Tabla 8.3.1.2

Dónde:

α_{fm} : Es el valor promedio de α_f para todas las vigas en que se apoya el panel y se calcula como sigue:

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \quad \text{Ecuación 3.3}$$

l_n : Es la longitud libre en la dirección larga medida de cara a cara de las vigas (mm)

β : Es la relación de la luz libre larga a la luz libre corta del panel

Con los valores indicados en la sección anterior para altura de vigas y asumiendo valores de ancho de vigas, b , y espesor de losa maciza, h , se tiene un valor de $\alpha_{fm} > 2.0$, por lo que h se calcula por:

$$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{141000}\right)}{36 + 9\beta} \geq 90mm \quad \text{Ecuación 3.4}$$

Para el cálculo del espesor mínimo de la losa se ha tomado en consideración el panel más cargado que corresponde a uno del bloque Aulas con dimensiones: 8,0 x 6,6 m. Reemplazando los valores respectivos en la *Ecuación (3.4)* se tiene:

$$h_{\text{mín}} = \frac{8000 \left(0.8 + \frac{42000}{141000}\right)}{36 + 9 * 1.21} = 190 \text{ mm}$$

Para el cálculo del espesor mínimo de la losa en el bloque Gradass, se toma el panel de dimensiones: 4,4 x 2,4 m. Reemplazando los valores respectivos en la Ecuación (3.4) se tiene:

$$h_{\text{mín}} = \frac{4400 \left(0.8 + \frac{42000}{141000} \right)}{36 + 9 * 1,83} = 95 \text{ mm}$$

Valores que se recomienda aumentar en un 20% debido a la calidad de la construcción en nuestro medio. (Placencia, 2017)

Se adopta para el Bloque de *Aulas* una losa alivianada de 350 mm de altura, con casetones de 0,60 x 0,60 m, nervios de 150 mm y un espesor de loseta de 60 mm, con éstos datos se tiene un valor de espesor equivalente en losa maciza de 270 mm y para el Bloque de *Gradass* se tiene una losa alivianada de 250 mm de altura, con aberturas de 0,40 x 0,40 m, nervios de 100 mm y un espesor de loseta de 50 mm, con lo que se tiene un valor de espesor equivalente en losa maciza de 180 mm, valores que van más allá de los límites establecidos en la norma y cumplen además con los requisitos de deformación del reglamento.

3.3.3 VIGAS DE BORDE

Para los bordes discontinuos de la losa se tienen las siguientes opciones:

- disponer vigas de borde con un $\alpha_f \geq 0,80$, ó
- incrementar en al menos un 10% el espesor mínimo requerido de losa en la *Tabla 3.9*.

Se ha escogido proyectar los bordes discontinuos, mediante las relaciones siguientes:

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \geq 0,80$$

$$\alpha_f = \frac{I_b}{I_s} = 0,80$$

$$I_b = 0,80 * I_s = 0,80 * 1,33 * 10^{-3} m^4 = 1,06213 * 10^{-3} m^4$$

$$h_b = 0,32 \text{ m} \approx 0,40 \text{ m}$$

3.3.4 COLUMNAS

Se escoge una altura de entrepiso recomendada de 3,00 m. Para la sección transversal debe cumplirse con lo dispuesto en el código ACI:

- *menor dimensión de la sección transversal = 300 mm*
- $\frac{\text{menor dimensión de la sección transversal}}{\text{dimensión perpendicular}} \geq 0,4$

Se pueden despreciar los efectos de esbeltez para columnas no arriostradas si se cumple con la siguiente ecuación:

$$\frac{k * l_u}{r} \leq 22 \quad \text{Ecuación 3.5}$$

Dónde:

k = factor de longitud efectiva para miembros en compresión (de los ábacos, *Figura 3.2*)

l_u = longitud sin soporte lateral de la columna (m)

r = radio de giro (m)

- $r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$ Ecuación 3.6
- ó 0,3* lado de la sección en dirección de la cual se considera la estabilidad de las columnas.

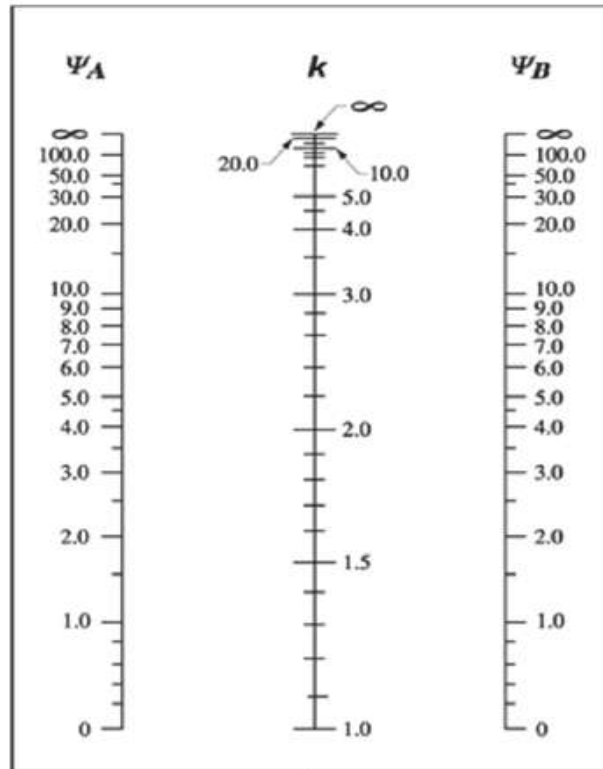


Figura 3.2 Ábaco de alineamiento para estructuras con ladeo no impedido

Fuente: ACI318-14, Fig. R6.2.5

3.3.5 MURO

El espesor mínimo del muro se escoge en base a las consideraciones del ACI.

Tabla 3.10

Espesor mínimo de muros

Tipo de muro	Espesor, h	
De carga	El mayor de:	100 mm
		1/25 del menor entre la altura y la longitud no apoyadas

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: ACI 318-14 Tabla 11.3.1.1

Se considera $h = 120 \text{ mm}$.

La longitud horizontal efectiva del muro es la menor entre la distancia centro a centro de las cargas y el ancho del área de apoyo más $4 * \text{espesor del muro}$.

3.3.6 CIMENTACIÓN

La cimentación se diseña para resistir las cargas mayoradas y las reacciones inducidas a la estructura.

Debe determinarse la presión de contacto con el suelo, en base a los valores de capacidad admisible, para definir las dimensiones de las zapatas.

La altura total de la cimentación se selecciona de tal manera que la altura efectiva del refuerzo inferior, d , sea como mínimo 150 mm.

3.3.7 CADENAS DE AMARRE

Las vigas de amarre y las vigas que forman parte de la losa de cimentación y estén sometidas a las acciones provenientes de columnas, cumplen con lo indicado en 3.3.1 para vigas de sistemas de pórticos especiales resistentes a momento.

Las vigas diseñadas para amarrar horizontalmente zapatas, deben tener refuerzo longitudinal continuo que debe desarrollarse dentro o más allá de la columna cargada.

Las vigas se diseñan considerando que la menor dimensión transversal sea como mínimo el espacio libre entre columnas conectadas dividido para 20, se establece un límite de su medida a 450 mm.

El espaciamiento de los estribos cerrados se toma como el menor entre: la mitad de la menor dimensión transversal de la sección y 300 mm.

3.3.8 LOSAS PREESFORZADAS

Las losas de cimentación son parte del sistema estructural, resisten fuerzas sísmicas provenientes de muros y columnas y se diseñan como diafragmas estructurales.

Las losas preesforzadas se consideran como Clase U con $f_t \leq 5,0\sqrt{f'_c}$. Los esfuerzos en dichos elementos en las etapas de transferencia y bajo cargas de servicio deben limitarse a los valores de esfuerzo permitidos en la norma. (ACI Committee 318, 2014)

Las deformaciones unitarias en el hormigón preesforzado y en su refuerzo no adherido deben considerar la deformación unitaria por causa del preesfuerzo efectivo.

d , para miembros preesforzados en dos direcciones, no se debe tomar menor que $0,8 h$.

3.3.9 FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

Los valores mostrados en la *Tabla 4.1*, se han determinado para elementos de hormigón armado, postensado y sus conexiones.

Tabla 3.11

Factores de reducción de resistencia

Acción	Φ
Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0,65 a 0,9
Corte	0,75
Torsión	0,75
Zonas de anclaje de postensado	0,85

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: ACI 318-14 Tabla 8.3.1.2

3.4 DETERMINACIÓN DE CARGAS

“Las cargas deben incluir el peso propio, las cargas aplicadas y los efectos debidos al preesforzado, sismo, restricciones a los cambios de volumen y asentamientos diferenciales.” (ACI Committee 318, 2014)

“Los requisitos de diseño para resistencia sísmica están determinados por la Categoría de Diseño Sísmico a la cual se asigne la estructura. En general, la Categoría de Diseño Sísmico se refiere al nivel de amenaza sísmica, el tipo de suelo, la naturaleza de la ocupación y uso de la edificación.” (ACI Committee 318, 2014)

3.4.1 CARGA MUERTA (D)

Para la determinación de la carga muerta, D , se considera el peso propio de elementos estructurales tipo viga, columna y losa, este valor se obtiene con la ayuda del software SAP2000 asignando el patrón de cargas “DEAD” en el programa y se comprueban sus cantidades con un análisis hecho a mano.

Tabla 3.12*Peso propio de elementos estructurales*

	Por piso		Total	
	Aulas	Gradas	Aulas	Gradas
Peso propio de vigas	62,59 (T)	6,84 (T)	250,36 (T)	27,36 (T)
Peso propio de columnas	15,1 (T)	1,65 (T)	60,4 (T)	6,6 (T)
Peso propio de losa	108,25 (T)	7,47 (T)	433 (T)	29,88 (T)
Peso propio de muro	-	4,18 (T)	-	16,7 (T)
TOTAL	185,94 (T)	20,14 (T)	743,76 (T)	80,54 (T)

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

3.4.2 SOBRECARGA MUERTA (SDL)

Está formada por el peso de los elementos no estructurales presentes como son: paredes de mampostería, masillado con mortero, cielo raso, recubrimientos de piso, instalaciones hidrosanitarias, eléctricas, entre otros, cuyas características se describen a continuación:

- Instalaciones varias = 0,294 kN/m². (Barros & Peñafiel, 2015)
- Cielorraso = 0,2 kN/m²
- Recubrimiento de piso: acabados de baldosa cerámica unida con mortero con un total de 2 cm. de espesor = 0,4 kN/m².
- Paredes: mampostería de bloque alivianado de hormigón de 15x20x40 cm. unidos mediante mortero y enlucida 1 cm. de espesor en ambos lados de la pared = 2,46 kN/m².

(MIDUVI-CAMICON, Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

Tabla 3.13

Resumen de valores de sobrecarga muerta de entrepiso

Sobrecarga	Peso (kN/m²)
Cielo falso	0,2
Instalaciones	0,294
Mampostería	2,06
Recubrimiento de piso	0,4
Masillado	0,4
TOTAL	3,35

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

$$W_{SD \text{ Losa de entrepiso}} = 3,35 \text{ kN/m}^2 = 0,345 \text{ T/m}^2$$

Tabla 3.14

Resumen de valores de sobrecarga para losa de cubierta

Sobrecarga	Peso (kN/m²)
Cielo falso	0,0
Instalaciones	0,2
Mampostería	0,47
Recubrimiento de piso	0,2
Masillado	0,4
TOTAL	1,27

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

$$W_{SD \text{ Losa de cubierta}} = 1,27 \text{ kN/m}^2 = 0,13 \text{ T/m}^2$$

3.4.3 CARGA VIVA (L)

Se define en función de la ocupación que se ha proyectado para la estructura, está determinada principalmente por el peso de los ocupantes, mobiliario, equipos, accesorios móviles o temporales, entre otros.

Tabla 3.15*Carga viva según la ocupación*

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga uniforme (T/m ²)
Unidades educativas		
Aulas	2,00	0,20
Corredores segundo piso y superior	4,00	0,41
Corredores primer piso	4,80	0,50

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: NEC-SE-CG 2015 Apéndice: cargas vivas

3.5 COMBINACIONES DE CARGA

La estructura y sus elementos se diseñan de modo que su capacidad requerida (U) debe ser mayor o igual al efecto combinado de las cargas presentes afectadas por factores de mayoración, de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

- Combinación 1:

$$U = 1.4 D \quad \text{Ecuación 3.7}$$

- Combinación 2:

$$U = 1.2 D + 1.6 L + 0,5 * (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad \text{Ecuación 3.8}$$

- Combinación 3:

$$U = 1.2 D + 1,6 * (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1,0L \text{ ó } 0,5W) \quad \text{Ecuación 3.9}$$

- Combinación 4:

$$U = 1.2 D + 1.0 W + 1,0L + 0,5 * (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad \text{Ecuación 3.10}$$

- Combinación 5:

$$U = 1.2 D + 1.0 E + 1,0 L + 0,2S \quad \text{Ecuación 3.11}$$

- Combinación 6:

$$U = 0.9D + 1.0W \quad \text{Ecuación 3.12}$$

- Combinación 7:

$$U = 0.9D + 1.0E \quad \text{Ecuación 3.13}$$

Cuando sea necesario, se debe investigar cada estado límite de resistencia.

<i>D</i>	Carga permanente
<i>E</i>	Carga de sismo
<i>L</i>	Sobrecarga (carga viva)
<i>L_r</i>	Sobrecarga cubierta (carga viva)
<i>S</i>	Carga de granizo
<i>W</i>	Carga de viento
<i>R</i>	Carga por lluvia

Se evaluarán las diferentes combinaciones de carga y se tomará para el diseño la que presente la condición más crítica.

Se puede reducir a 0,5 el factor correspondiente a carga viva *L* en las combinaciones de carga 3, 4 y 5 excepto en los siguientes casos:

- Estacionamientos
- Áreas de reunión pública
- En áreas donde *L* sea mayor a 0,5 T/m²

En la capacidad requerida *U* se incluyen los efectos internos (momentos secundarios) causados por las reacciones producto de la fuerza de preesforzado considerando un factor de carga igual a 1.0.

“En el diseño de áreas de anclaje de postensado, se debe aplicar un factor de carga de 1.2 a la fuerza máxima del gato de tensionamiento.” (ACI Committee 318, 2014)

CAPÍTULO IV

4 EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO

4.1 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO

El modelo estructural se desarrolla con la finalidad de determinar los modos de vibración fundamentales y las derivas de piso, datos que se emplean para verificar si los resultados cumplen con lo dispuesto en la normativa vigente. El modelo se desarrolla tomando en cuenta las secciones establecidas en el prediseño.

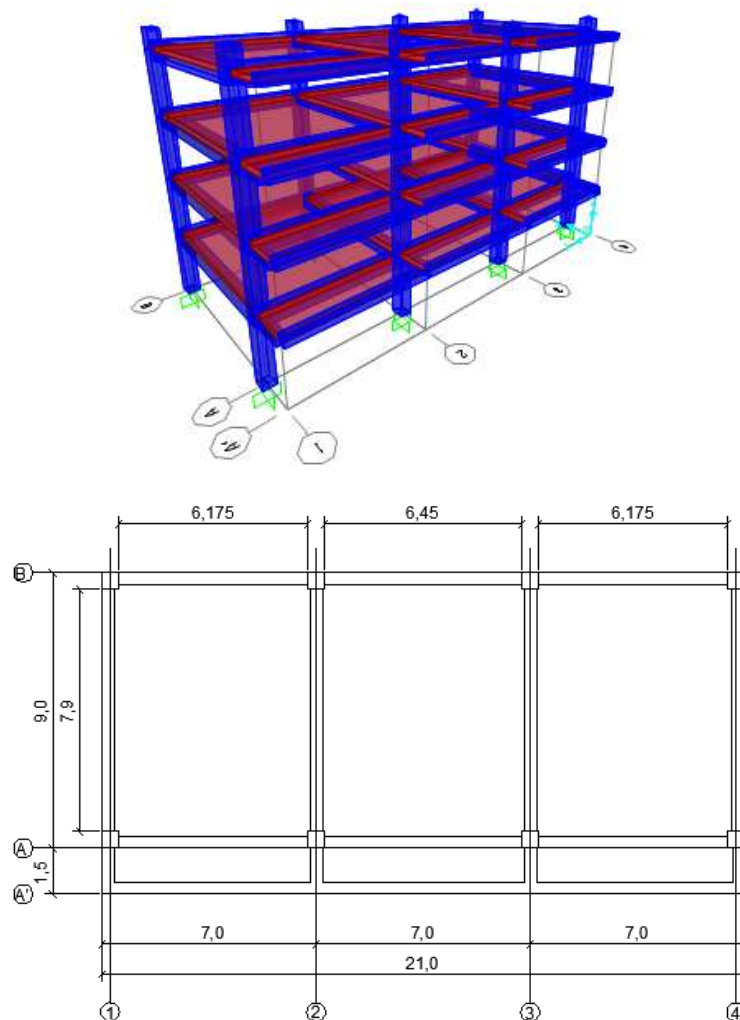


Figura 4.1 Modelo de la sección *Aulas* y vista en planta

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

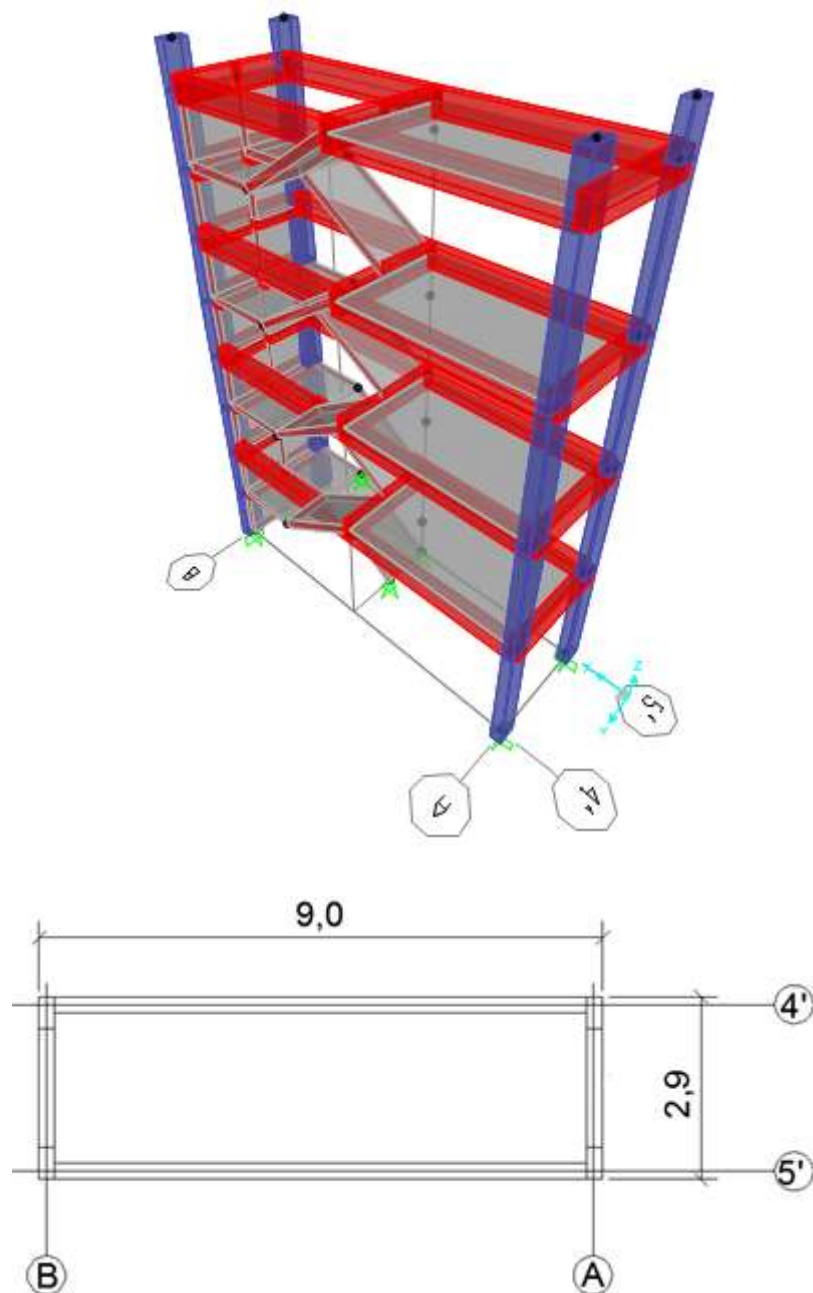


Figura 4.2 Modelo de la sección Gradas y vista en planta

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

4.2 MODOS DE VIBRACIÓN

Como se observa en la *Tabla 4.2* y la *Tabla 4.3* los dos primeros modos de vibración son traslacionales: 0,391 en la dirección X y 0,364 en la dirección Y en el bloque *Aulas* y 0,0403 en la dirección X y 0,0253 en la dirección Y en el bloque de Gradas, lo que asegura que la estructura tiene un comportamiento a flexión. Además, se han dispuesto los elementos estructurales en cada bloque, con el fin

de que tengan un comportamiento similar ante cargas laterales y evitar así problemas de golpeteo.

Tabla 4.1

Modos de vibración, bloque Aulas

Modo	T (s)	Ux	Uy	Uz
1	0,501	0,3877	3,62E-06	0
2	0,483	6,623E-06	0,3761	0
3	0,417	2,403E-06	0,0265	0
4	0,153	5,959E-07	0,0469	0
5	0,147	0,0562	7,206E-07	0

Realizado por: Pedro Almache, Roberto

Caicedo

Tabla 4.2

Modos de vibración, bloque Gradass

Modo	T (s)	Ux	Uy	Uz
1	0,517	0,0465	8,24E-07	0
2	0,305	0	0,0282	0
3	0,168	0,0052	1,854E-06	0

Realizado por: Pedro Almache, Roberto

Caicedo

4.2.1 CONTROL DE DERIVA DE PISO

La limitación de los desplazamientos o control de deformaciones, permite mejorar el desempeño de la estructura ante un evento sísmico. Para determinar las derivas inelásticas máximas, Δ_M máxima, se utilizarán secciones agrietadas de los elementos y los valores de respuesta máxima inelástica en desplazamientos, en base al sismo de diseño. (MIDUVI-CAMICON, Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece un límite para las derivas máximas de cualquier piso, para el caso de estructuras de hormigón armado se tiene:

$$\Delta_M \text{máxima} \leq 0,02$$

Dónde:

$$\Delta_M \text{máxima} = 0,75 * R * \Delta_E$$

Ecuación 4.1

R = factor de reducción de resistencia sísmica (8)

Δ_E = desplazamiento elástico debido a las fuerzas laterales

$$\Delta_E = \frac{\text{Desplazamiento horizontal}}{\text{Altura de entrepiso}} \quad \text{Ecuación 4.2}$$

Tabla 4.3

*Derivas máximas inelásticas,
bloque Aulas*

Nivel	Deriva X	Deriva Y
N +12,0	0,008	0,006
N +9,0	0,013	0,010
N +6,0	0,015	0,012
N +3,0	0,009	0,010

Realizado por: Pedro Almache, Roberto
Caicedo

Tabla 4.4

*Derivas máximas inelásticas,
bloque Gradass*

Nivel	Deriva X	Deriva Y
N +12,0	0,006	0,003
N +9,0	0,010	0,005
N +6,0	0,013	0,006
N +3,0	0,013	0,004

Realizado por: Pedro Almache, Roberto
Caicedo

Las derivas inelásticas máximas permiten, además, determinar la separación que tendrán las secciones del proyecto, proporcionando una distancia adecuada para que no existan problemas de colisión. Para el caso de separaciones dentro de una misma estructura y donde la altura de entrepiso es similar, la Norma Ecuatoriana de la Construcción establece el siguiente valor de separación mínima.

$$\frac{1}{2} |\Delta_M| \quad \text{Ecuación 4.3}$$

Dónde:

Δ_M = desplazamiento más desfavorable, medido perpendicular a la junta. (MIDUVI-CAMICON, Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

El desplazamiento máximo que se evalúa ocurre en el sentido Y, y corresponde al bloque *Aulas*, por lo tanto empleando la *Ecuación (4.3)* el tamaño de la junta será:

$$\text{Separación mínima} = \frac{1}{2} |\Delta_M| = \frac{1}{2} * 20 \text{ mm} = 10 \text{ mm} \rightarrow 2,0 \text{ cm}$$

4.3 VIGAS

Se considera el método de diseño directo establecido en el Código ACI para determinar las secciones de las vigas. Las solicitaciones de carga a las que están sometidos los elementos se muestran en la *Tabla 4.6* y en la *Tabla 4.7*.

Tabla 4.5

Resumen de las cargas aplicadas, entrepiso Aulas

Condición de carga		T/m ²
Carga muerta (D)	Peso propio de losas	0,491
	Peso propio de vigas	0,284
Sobrecarga muerta (SDL)	Mampostería, cielo falso, recubrimientos, instalaciones.	0,345
Carga viva (L)	Aulas	0,20
	Pasillos primer piso	0,50
	Pasillos pisos superiores	0,410

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Tabla 4.6

Resumen de las cargas aplicadas, entrepiso Gradass

Condición de carga		T/m ²
Carga muerta (D)	Peso propio de losas	0,286
	Peso propio de vigas	0,262
	Peso propio de muros	0,160
Sobrecarga muerta (SDL)	Mampostería, cielo falso, recubrimientos, instalaciones.	0,345
Carga viva (L)	Gradass	0,500

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Las solicitaciones se usan en las combinaciones de carga descritas en la sección 3.5, se evalúan y los valores críticos se utilizan como los momentos de diseño.

Tabla 4.7

Momentos últimos aproximados para vigas continuas

Momento	Localización	Condición	Mu
Positivo	Vanos extremos	Extremo discontinuo monolítico con el apoyo	$\frac{w_u l_n^2}{14}$
		El extremo discontinuo no está restringido	$\frac{w_u l_n^2}{11}$
	Vanos interiores	Todos	$\frac{w_u l_n^2}{16}$
Negativo	Cara interior de los apoyos exteriores	Miembros construidos monolíticamente con viga dintel de apoyo	$\frac{w_u l_n^2}{24}$
		Miembros construidos monolíticamente con columna como apoyo	$\frac{w_u l_n^2}{16}$
	Cara exterior del primer apoyo interior	Dos vanos	$\frac{w_u l_n^2}{9}$
		Más de dos vanos	$\frac{w_u l_n^2}{10}$
	Las demás caras de apoyos	Todas	$\frac{w_u l_n^2}{11}$
	Cara de todos los apoyos que cumplan (a) o (b)	(a) Losas con luces que no excedan los 3m. (b) Vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo del vano	$\frac{w_u l_n^2}{12}$

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: ACI 318-14 Tabla 6.5.2

Dónde:

l_n = promedio de las luces de los vanos adyacentes

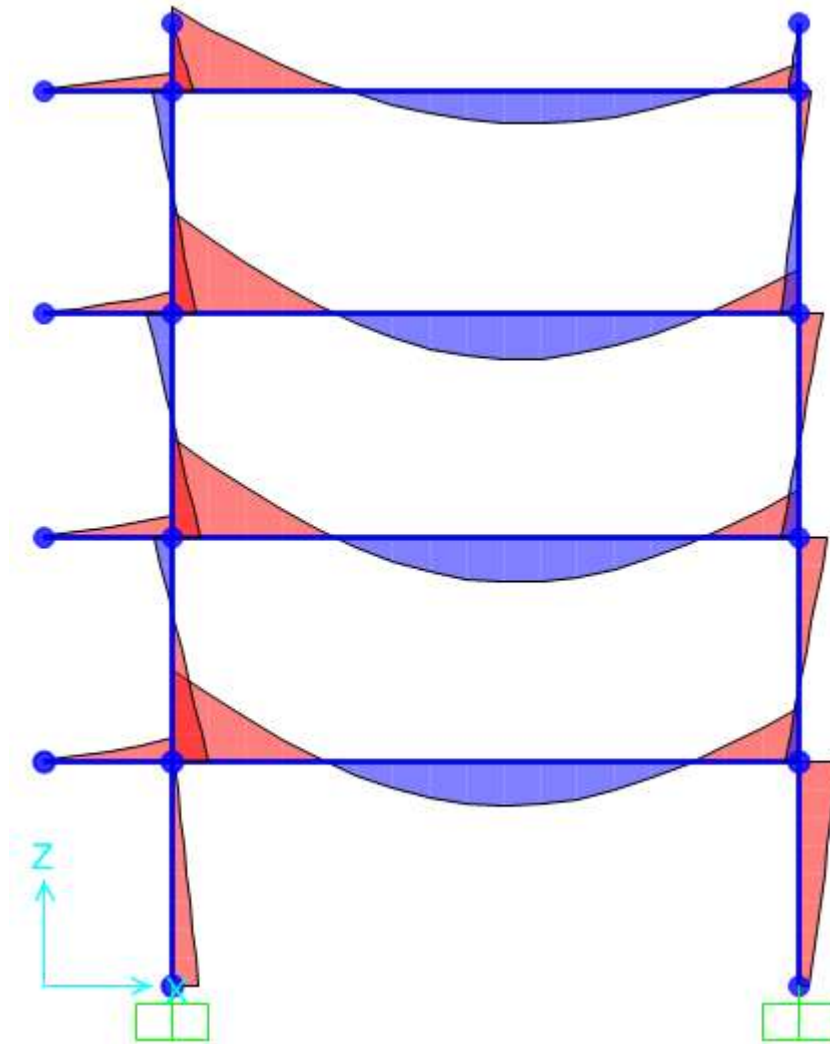


Figura 4.3 Diagramas de momentos últimos en las vigas en el sentido X, Aulas.

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Ancho colaborante, A , para el panel seleccionado:

$$A = 7m$$

Carga repartida, w_u

$$w_u = U * A$$

Ecuación 4.4

Dónde:

w_u = carga última repartida (T/m)

U = sollicitación crítica (de las combinaciones de carga) (T/m^2)

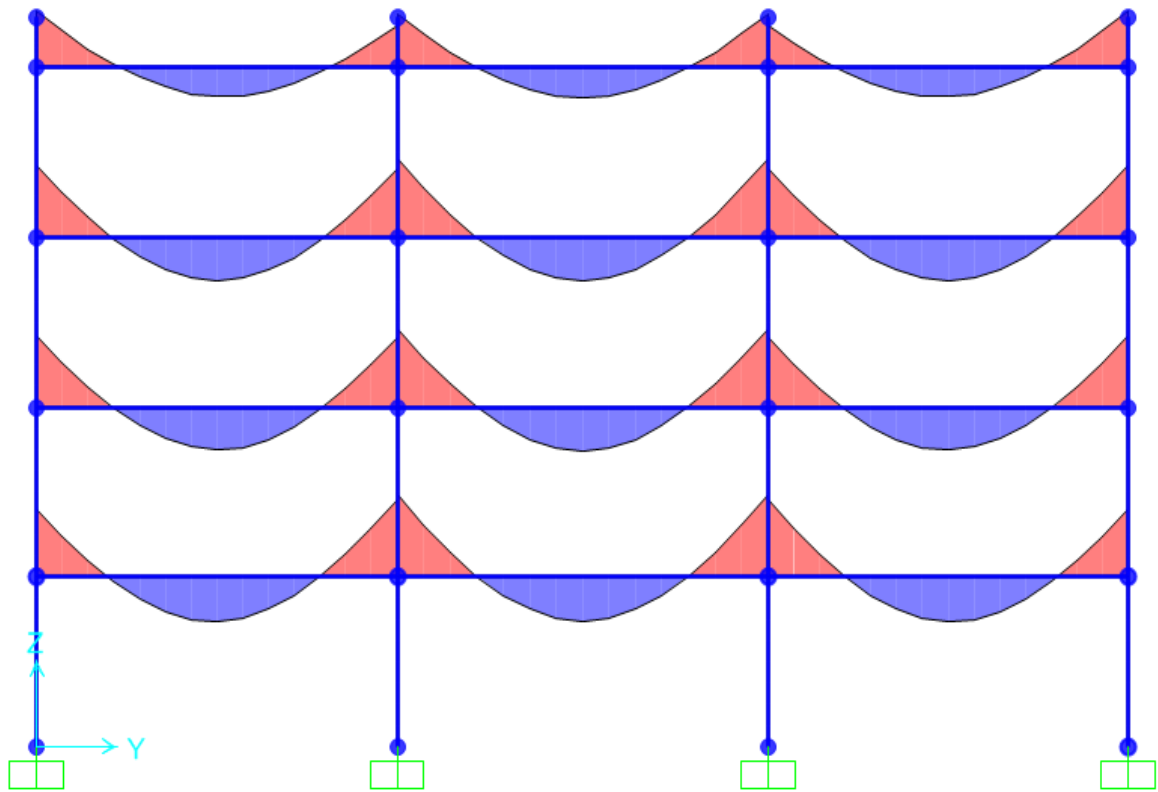


Figura 4.4 Diagramas de momentos últimos en las vigas en el sentido Y, Aulas.

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

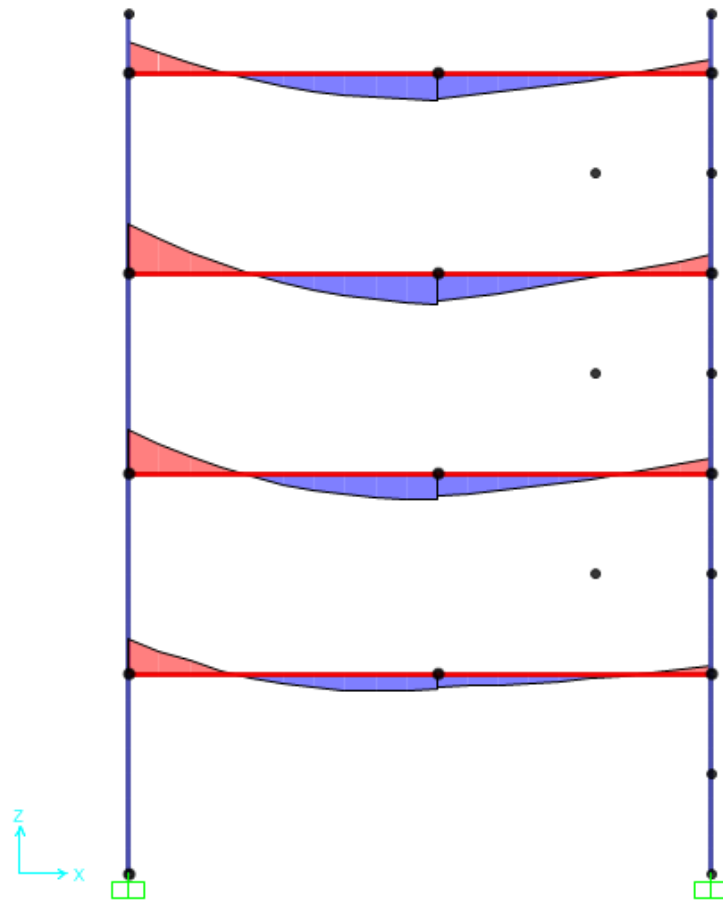


Figura 4.5 Diagramas de momentos últimos para vigas en sentido X, *Gradadas*

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Ancho colaborante, A , para el panel seleccionado:

$$A = 1,325 \text{ m}$$

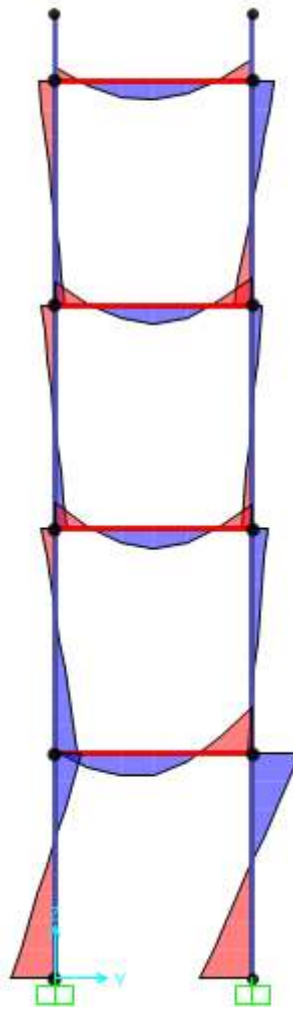


Figura 4.6 Momentos últimos para vigas en sentido Y, Gradadas.

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Ancho colaborante, A , para el panel seleccionado:

$$A = 4,225 \text{ m}$$

4.3.1 DISEÑO A FLEXIÓN

$$M_u \leq \phi M_n$$

Ecuación 4.5

Dónde:

M_u : Capacidad última o utilizable de la viga (Tm)

ϕ : Factor de reducción de resistencia (0,9 en flexión)

$$Mn = A_s * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ecuación 4.6}$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'_c * b} \quad \text{Ecuación 4.7}$$

Dónde:

a : profundidad del bloque de compresión en el elemento (m)

A_s : área de acero de refuerzo longitudinal (m²)

b : ancho de base del elemento (m)

f_y : resistencia especificada a la fluencia del acero de refuerzo (T/m²)

f'_c : resistencia especificada a la compresión del hormigón (T/m²)

Se puede utilizar:

$$a = \beta_1 * c \quad \text{Ecuación 4.8}$$

Dónde:

β_1 : se toma 0,85 para valores de f'_c entre 17 y 28 MPa y se debe disminuir linealmente a razón de 0,05 por cada 7 MPa de aumento a partir de los 28 MPa

c : distancia de la fibra extrema en compresión al eje neutro (m)

Combinando la *Ecuación (4.5)* y la *Ecuación (4.6)* se tiene:

$$Mn = A_s * f_y \left(d - \frac{A_s * f_y}{1,7 * f'_c * b} \right) \quad \text{Ecuación 4.9}$$

Dónde:

Mn : Capacidad nominal de la viga (Tm)

d : Peralte de la viga, medido desde el centro de gravedad del acero de refuerzo en tensión a la fibra extrema en compresión (m)

La resistencia a momento positivo en la cara del nudo debe ser por lo menos la mitad de la resistencia a momento negativo en la misma cara. En cualquier otra

sección la resistencia a momento negativo o positivo será como mínimo un cuarto de la resistencia máxima en la cara de cualquier nudo.

Para el cálculo del acero de refuerzo longitudinal se realiza la siguiente operación:

$$A_s = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\phi * k * d * f_y}} \right) \quad \text{Ecuación 4.10}$$

Dónde:

$$k = \frac{0,85 * f'_c * b * d}{f_y} \quad \text{Ecuación 4.11}$$

El área de acero longitudinal A_s mínima, en elementos a flexión se escoge del valor máximo de:

$$A_s \geq \max \left[\frac{140}{f_y} bd; A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{0,4f_y} bd \right] \quad \text{Ecuación 4.12}$$

Dónde

$A_{s,min}$ Área mínima de refuerzo de flexión (m^2)

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{0,4f_y} \geq \frac{140}{f_y} \quad \text{Ecuación 4.13}$$

Dónde:

ρ_{min} : cuantía mínima de acero de refuerzo longitudinal

Cálculo de cuantía máxima en zonas sísmicas:

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{0,003}{\frac{f_y}{E_s} + 0,003} \quad \text{Ecuación 4.14}$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0,5 * \rho_b \text{ ó } 0,025 \quad \text{Ecuación 4.15}$$

Dónde:

ρ_b : cuantía balanceada de acero de refuerzo

E_s : módulo de elasticidad del acero de refuerzo (T/m^2)

$\rho_{m\acute{a}x}$: cuantía máxima de acero de refuerzo longitudinal

Cuantía de acero mínima por temperatura (ρ_{temp})

$$\rho_{temp} = 0,0018 \text{ [ACI-318]} \quad \text{Ecuación 4.16}$$

$$A_{s_{temp}} = 0,0018 * b * d \quad \text{Ecuación 4.17}$$

Se calcula el área de acero transversal para la condición crítica de una viga de materiales y secciones previamente establecidas, sometida a diferentes solicitaciones. Se evalúan las dimensiones iniciales adoptadas para los elementos, verificando que cumplan con los límites de cuantía de la normativa.

Tabla 4.8

Cálculo de A_s ; vigas en los bloques de Aulas

f'c	2800	T/m2
fy	42000	T/m2
b	0,40	m
h	0,80	m
d	0,74	m
φ	0,9	flexión
Mu	74,58	Tm
Es	21000000	T/m2
β1	0,85	
k	0,0168	m2
As	0,0029	m2
As	29,2	cm2
ρ	0,0099	OK
ρmín	0,0033	
ρmáx	0,01445	

Realizado por: Pedro Almache,

Roberto Caicedo

Tabla 4.9

*Cálculo de As; vigas en volado
en los bloques de Aulas*

f_c	2800	T/m ²
f_y	42000	T/m ²
b	0,4	m
h	0,4	m
d	0,34	m
φ	0,9	flexión
M_u	5,54	Tm
E_s	21000000	T/m ²
β₁	0,85	
k	0,0077	m ²
As	0,0004	m ²
As	4,4	cm ²
ρ	0,0033	OK

Realizado por: Pedro Almache,
Roberto Caicedo

Tabla 4.10

Cálculo de As; vigas en Gradadas

f_c	2800	T/m ²
f_y	42000	T/m ²
b	0,25	m
h	0,50	m
d	0,44	m
φ	0,9	flexión
M_u	14,24	Tm
E_s	21000000	T/m ²
β₁	0,85	
k	0,0062	m ²
As	0,0009	m ²
As	9,2	cm ²
ρ	0,0084	OK

Realizado por: Pedro Almache, Roberto
Caicedo

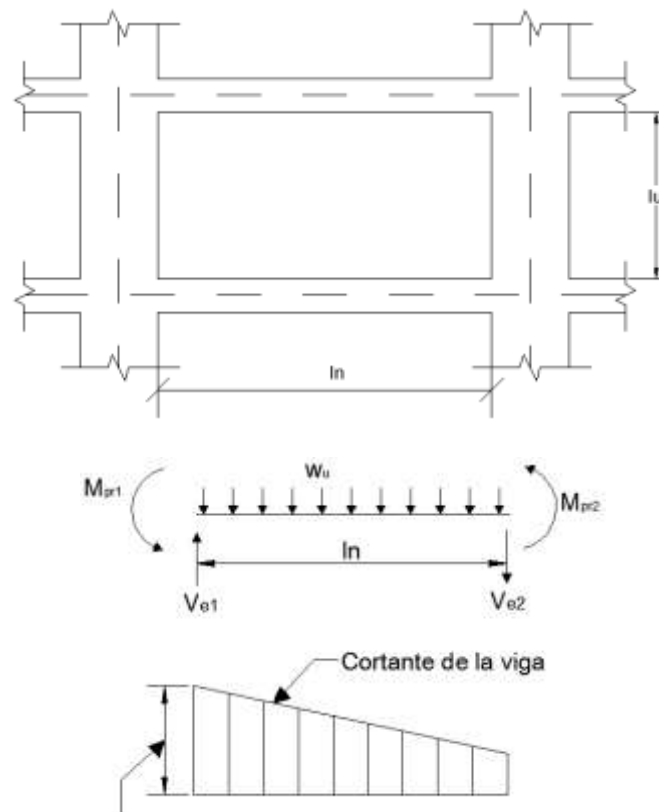
El espaciamiento de las varillas longitudinales soportadas lateralmente debe ser máximo 350 mm.

4.3.2 DISEÑO A CORTE DE VIGAS

Se dispone el refuerzo transversal en la distancia igual a 2 veces la altura de la viga, medida desde la cara de la columna, en ambos lados de la viga. Y en la

misma distancia medida a cada lado de la ubicación donde puede ocurrir fluencia por flexión. (MIDUVI-CAMICON, Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

Donde no se requiere refuerzo de confinamiento, se colocan estribos con un espaciamiento, s , máximo a $d/2$.



$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{w_u l_n}{2}$$

Ecuación 4.18

Figura 4.7 Cortante de diseño para vigas

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Dónde:

V_e = fuerza cortante de diseño (T)

M_{pr} = momentos reactivos correspondientes a la resistencia a la flexión probable (Tm)

l_n = luz libre medida entre las caras de los apoyos (m)

l_u = longitud sin soporte lateral de una columna o muro (m)

El refuerzo transversal se diseña para resistir corte suponiendo $V_c = 0$ cuando la fuerza de corte provocada por el sismo, represente al menos la mitad de la resistencia máxima a corte requerida y cuando la fuerza axial última de compresión considerando los efectos de sismo sea:

$$P_u \leq A_g f'_c / 20 \quad \text{Ecuación 4.19}$$

La resistencia a corte requerida se calcula para un esfuerzo mínimo de $1,25f_y$ del acero de refuerzo en flexión.

Requisito de diseño a corte:

$$V_u \leq \phi V_n \quad \text{Ecuación 4.20}$$

Dónde:

V_u Esfuerzo a corte último factorizado [T]

ϕ : Factor de reducción de resistencia (0,75 corte)

$$V_u = V_u \text{hiperestático} + V_u \text{isostático} \quad \text{Ecuación 4.21}$$

$$V_e = V_{\text{sismo}} + V_u \quad \text{Ecuación 4.22}$$

El cálculo de la resistencia nominal a corte en vigas que tienen refuerzo transversal a cortante, se obtiene de la siguiente manera:

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Ecuación 4.23}$$

Dónde:

V_n Resistencia nominal a corte [T]

V_c Resistencia a corte que presenta el hormigón [T]

$$V_c = 1,68 \sqrt{f'_c} * b * d \quad \text{Ecuación 4.24}$$

V_s Resistencia a corte que presenta el acero transversal [T]

Cálculo del área de acero transversal requerida:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - V_c}{\phi f_y d} \quad \text{Ecuación 4.25}$$

Dónde:

A_v : área de acero requerido a corte (cm^2/m)

s : espaciamiento de los estribos (mm)

- El primer estribo se coloca a una distancia máxima de 50 mm medidos desde la cara de la columna.
- El espaciamiento se escoge como el menor entre:

$$s = \frac{d}{4}$$

$$s = 6 * \phi \text{Varilla longitudinal más pequeña}$$

$$s = 150 \text{ mm}$$

Cálculo del esfuerzo a corte más probable:

$$V_p = \left(\frac{M_{pi-} + M_{pj+}}{l_n}; \frac{M_{pi+} + M_{pj-}}{l_n} \right) \quad \text{Ecuación 4.26}$$

Dónde:

$M_{pi-} + M_{pj-}$ = Momentos más probables negativos inicial y final (Tm)

$M_{pi+} + M_{pj+}$ = Momentos más probables positivos inicial y final (Tm)

V_p = Corte probable [T]

Si $V_p \geq 0,50 V_u$ entonces $V_c = 0$

El cálculo de los momentos en los apoyos de las vigas se realiza como sigue:

$$M_p = A_s * \alpha * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ecuación 4.27}$$

$$\alpha = \frac{A_s * \alpha * f_y}{0,85 * f'_c * b} \quad \text{Ecuación 4.28}$$

Dónde:

M_p : Capacidad más probable de la viga (Tm)

$$\alpha = 1,4$$

Para el cálculo del cortante isostático, V_a , se toma en cuenta el efecto de corte producido por las cargas muertas y sobrecargas mayoradas:

$$V_u = V_a + V_p \quad \text{Ecuación 4.29}$$

Dónde:

$$V_a = 0,75 * \text{Factor de mayoración} * \text{corte}$$

Para el cálculo del cortante último, V_u , en vigas debido a cargas gravitacionales se usan las recomendaciones del ACI mostradas en la *Tabla 4.11*

Tabla 4.11

Cortantes aproximados para vigas continuas

Localización	V_u
Cara exterior del primer apoyo interior	$1,15 w_u l_n / 2$
Cara de todos los demás apoyos	$w_u l_n / 2$

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: ACI 318-14 Tabla 6.5.4

Para el bloque Aulas:

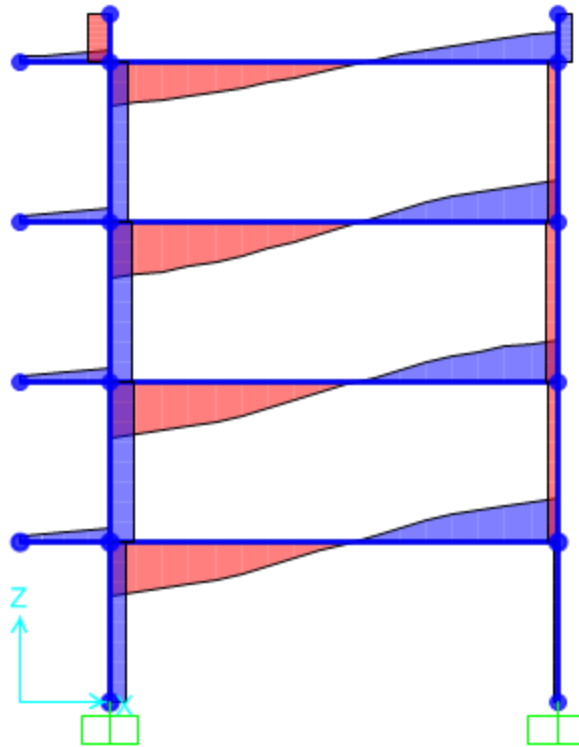


Figura 4.8 Cortantes últimos aproximados en las vigas en el sentido X

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Ancho colaborante, A , para el panel seleccionado:

$$A = 7m$$

Carga repartida, w_u

$$w_u = U * A$$

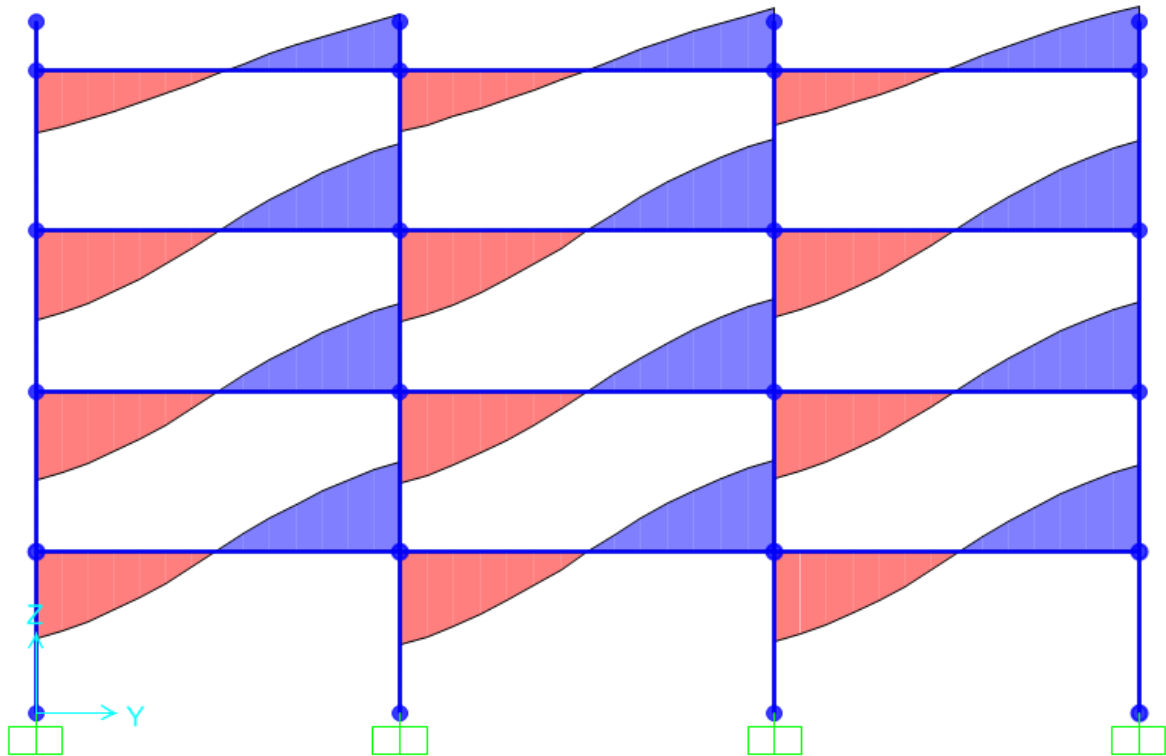


Figura 4.9 Cortantes últimos aproximados en las vigas en el sentido Y

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Ancho colaborante, A , para el panel seleccionado:

$$A = 5,11m$$

Para el bloque Gradadas:

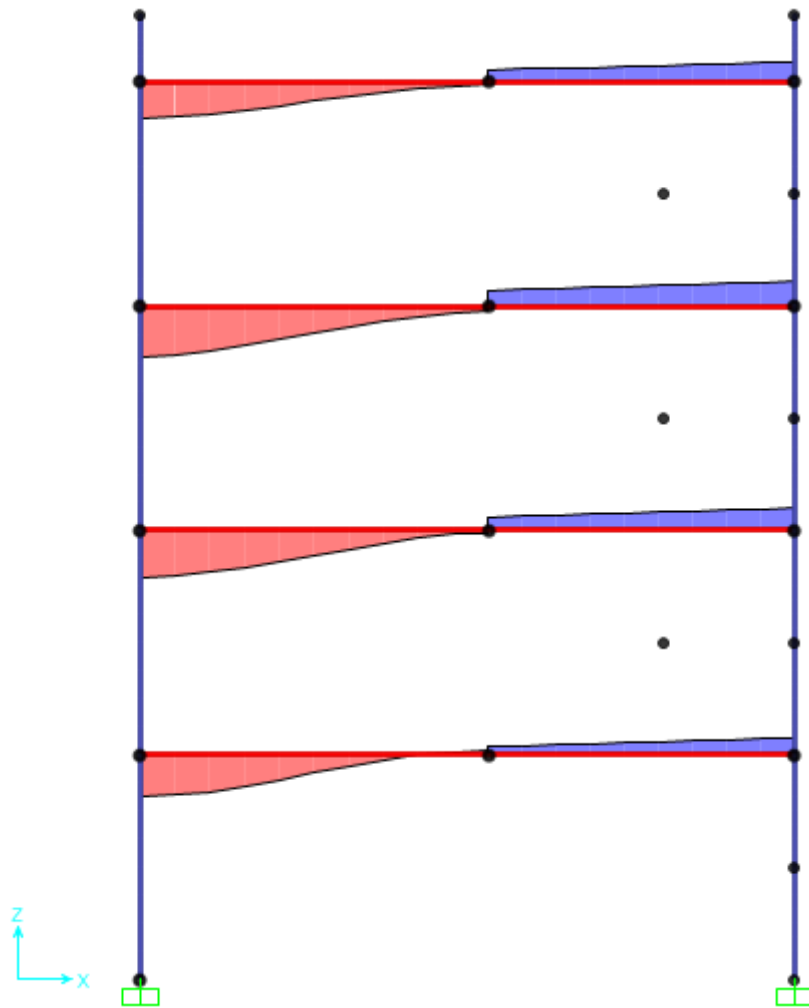


Figura 4.10 Diagrama de cortantes últimas en las vigas de gradas, sentido X

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Ancho colaborante, A , para el panel seleccionado:

$$A = 1,33m$$

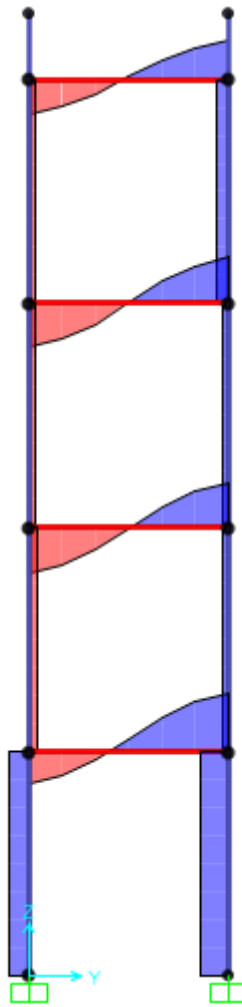


Figura 4.11 Diagrama de cortante último en las vigas de gradas, sentido Y

Realizado por: Pedro Almache,
Roberto Caicedo

Ancho colaborante, A , para el panel seleccionado:

$$A = 4,23m$$

Comprobación de acero mínimo:

$$\frac{A_{v\text{mín}}}{s} = 0,63 * \sqrt{f'_c} \frac{b}{f_y} \geq 35,2 * \frac{b}{f_y} \quad \text{Ecuación 4.30}$$

El refuerzo transversal en zonas de traslape tendrá un espaciamiento igual al mínimo entre: $d/4$ y $100mm$.

4.3.3 RESULTADOS DEL DISEÑO

Tabla 4.12

Diseño a flexión de vigas en el sentido X, sobre el eje 3, bloque Aulas

b (m)	0,4		b (m)	0,4
d (m)	0,34		d (m)	0,74
ln (m)	1,775		ln (m)	8,35
MU(-)	5,54	74,58		64,98
Tm			18,645	
			24,29	
MU(+)	2,77	38,00		38,31
Tm				
As (-) (cm2)	4,44	29,20		25,11
			6,80	
	2,19	14,18	8,92	14,31
As (+) (cm2)				
As mín (cm2)	4,53		9,87	
As #varillas	4Ø22	8Ø22		4Ø22
			3Ø22	4Ø18
As #varillas	2Ø18	4Ø22	3Ø22	4Ø22
As (-) (cm2)	15,20	30,41		25,38
			11,40	
As (+) (cm2)	5,08	15,20	11,40	15,20

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Tabla 4.13*Diseño a corte de vigas en el sentido X, bloque Aulas*

V_p (T)	10,903	18,668	18,668
V_a (T)	3,78	29,460	28,635
V_u (T)	14,683	48,128	47,303
V_c (T)	12,090	26,314	26,314
s (mm)	100	100	150
Av/s	0,1371	0,1218	0,0317
Av mín/s	0,0317		0,0317

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

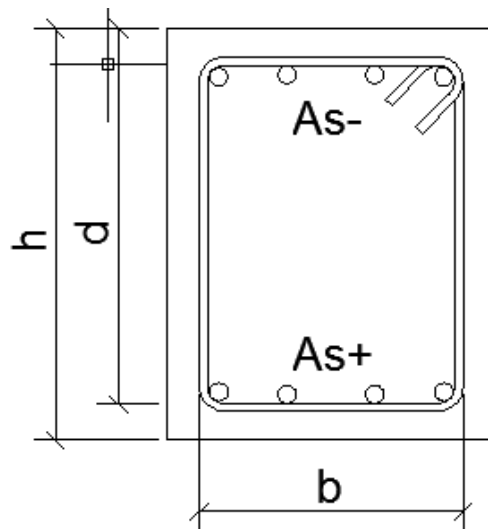
**Figura 4.12** Sección final de vigaRealizado por: Pedro Almache, Roberto
Caicedo

Tabla 4.14*Diseño a flexión de vigas en el sentido Y, bloque Aulas*

	b (m)	0,4			
	d (m)	0,74			
	ln (m)	7			
MU(-)	47,73		52,18	47,44	
Tm		13,045			11,86
		14,45			13,53
MU(+)	33,37		30,93	27,05	
Tm					
As (-) (cm2)	18,03		19,83	17,92	
		4,73			4,29
As (+) (cm2)	12,39	5,25	11,45	9,97	4,91
As mín (cm2)	9,87				
As #varillas	3Ø22		3Ø22	3Ø22	
	4Ø18	4Ø18	4Ø18	4Ø18	4Ø18
As #varillas	4Ø22	4Ø22	4Ø22	4Ø22	4Ø22
As (-) (cm2)	21,56		21,56	21,56	
		10,18			10,18
As (+) (cm2)	15,20	15,21	15,21	15,21	15,21

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Tabla 4.15*Diseño a corte de vigas en el sentido Y, bloque Aulas*

V _p (T)	17,185		17,185	
V _a (T)	22,560		24,143	
V _u (T)	39,745		41,327	
V _c (T)	26,314		26,314	
s (mm)	100	150	100	100
Av/s	0,0858	0,0317	0,0926	0,0858
Av mín/s	0,0317			

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Tabla 4.16*Diseño a flexión de vigas en el sentido X, bloque Gradad*

	b (m)	0,25
	d (m)	0,44
	ln (m)	8,75
MU(-)	14,24	10,42
Tm		3,56
		10,69
MU(+)	7,12	5,21
Tm		
As (-) (cm2)	7,98	5,75
		1,91
		5,90
As (+) (cm2)	3,87	2,81
As mín (cm2)		4,17
As #varillas	3Ø20	3Ø20
		3Ø20
		3Ø18
As #varillas	3Ø18	3Ø18
As (-) (cm2)	9,42	9,42
		9,42
		7,63
As (+) (cm2)	7,63	7,63

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Tabla 4.17*Diseño a corte de vigas en el sentido X, bloque**Gradas*

Vp (T)	3,390		3,390
Va (T)	6,698		4,305
Vu (T)	10,087		7,695
Vc (T)	11,112		11,112
s (mm)	100	190	100
Av/s	0,0197	0,0198	0,0024
Av mín/s		0,0198	

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Tabla 4.18

*Diseño a flexión de vigas en el sentido Y,
bloque Gradadas*

	b (m)	0,25	
	d (m)	0,44	
	ln (m)	2,35	
MU(-)	6,82		7,02
Tm		1,755	
		2,29	
MU(+)	6,67		6,67
Tm			
As (-) (cm2)	4,25		4,37
		1,06	
		1,39	
As (+) (cm2)	4,15		4,15
As mín (cm2)		3,67	
As #varillas	3Ø14		3Ø14
		3Ø14	
As #varillas	3Ø14		3Ø14
As (-) (cm2)	4,62		4,62
		4,62	
		4,62	
As (+) (cm2)	4,62		4,62

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Tabla 4.19

*Diseño a corte vigas en el sentido Y, bloque
Gradas*

Vp (T)	8,450		8,450
Va (T)	6,353		6,510
Vu (T)	14,802		14,960
Vc (T)	9,779		9,779
s (mm)	100	150	100
Av/s	0,1068	0,0198	0,1079
Av mín/s		0,0198	

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

4.4 COLUMNAS

Requisitos de diseño

$$P_u \leq P_o \quad \text{Ecuación 4.31}$$

En columnas rectangulares:

$$P_u = \frac{1}{3} P_o \quad \text{Ecuación 4.32}$$

$$P_u = U * \text{Áreacolaborante} * \text{Número de pisos} \quad \text{Ecuación 4.33}$$

Dónde:

P_u = carga axial mayorada aplicada a la columna (T)

U = carga gravitacional última (mayorada)

Se aplica la combinación de carga más crítica, *Ecuación (3.8)*:

$$U = 1.2 D + 1.6 L$$

La *Tabla 4.20* y la *Tabla 4.21* presentan el cálculo de la carga axial última, P_u , para cargas gravitacionales para las columnas:

Tabla 4.20

Cargas gravitacionales aplicadas en el bloque Aulas

PISO/NIVEL	$D (T/m^2)$	$L (T/m^2)$		$P_u (T)$
		Pasillos	Aulas	
Terraza Nivel +12,00	0,97	0,2		62,33
Tercera Planta Nivel +9,00	1,19	0,41	0,2	76,23
Segunda Planta Nivel +6,00	1,19	0,41	0,2	76,23
Primera Planta Nivel +3,00	1,19	0,5	0,2	77,74
Total				292,53

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Tabla 4.21

Cargas gravitacionales aplicadas en el bloque de Gradass

PISO/NIVEL	$D (T/m^2)$	$L (T/m^2)$	$P_u (T)$
		Pasillos/gradass	
Terraza Nivel +12,00	0,90	0,2	9,14
Nivel +3,00; +6,00 y +9,00	1,12	0,5	14,00
Total			51,14

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

$$P_o = 0,85 * f'_c * (A_g - A_s) + f_y * A_s \quad \text{Ecuación 4.34}$$

Dónde:

P_u = carga axial mayorada aplicada a la columna (T)

P_o = capacidad de carga axial de la columna (T)

W_u = Carga última aplicada resultado de las combinaciones de carga (T/m^2)

A_g = Área de la sección transversal de la columna (m^2)

A_s = Área total de acero de refuerzo longitudinal de la columna (m^2)

$$A_s = (1 - 1,5)\% A_g \quad \text{Ecuación 4.35}$$

$$A_{s\text{mín}} = 1\% * A_g \quad \text{Ecuación 4.36}$$

Tabla 4.22*Resistencia axial máxima*

Elemento	Refuerzo transversal	$P_n\text{máx}$
No preesforzado	Estribos	$0,80P_o$
Preesforzado	Estribos	$0,80P_o$

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: ACI 318-14 Tabla 22.4.2.1

El diseño de columnas sometidas a flexo-compresión, se lo basará en los diagramas de interacción de las secciones, definidas su geometría y materiales, con el fin de obtener el acero longitudinal necesario cuya cuantía se debe encontrar dentro de los límites descritos a continuación.

4.4.1 LÍMITES DE REFUERZO LONGITUDINAL EN COLUMNAS

$$0,01 \leq \frac{\rho_g}{A_g} \leq 0,06 \quad \text{Ecuación 4.37}$$

ρ_g Área de refuerzo longitudinal

A_g Área bruta de la sección

(MIDUVI-CAMICON, Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

El espaciamiento de las varillas longitudinales amarradas por la esquina de la rama de un estribo, debe ser máximo 350 mm.

Cuando $P_u > 0,30f'_c * A_g$ el refuerzo longitudinal en el perímetro del núcleo de la columna debe estar soportado lateralmente por la esquina de un estribo de confinamiento o por un gancho sísmico y debe tener un espaciamiento mínimo de 200 mm.

Considerando las propiedades de las vigas:

$$h_c \geq 20 * \emptyset \text{ refuerzo longitudinal mayor de la viga que la atraviesa}$$

$$h_c = 20 * 22 \text{ mm}$$

$$h_c = 44 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se adopta el valor de 500 mm de lado para las columnas.

4.4.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD LATERAL DE COLUMNAS, SISTEMAS SIN LADEO IMPEDIDO.

A continuación se detalla el análisis descrito en el apartado 3.34. Determinación de k , para columnas que forman parte del bloque *Aulas*, de acuerdo con las condiciones geométricas y estructurales establecidas:

Se asume una sección de 500 x 700 mm. El lado de las columnas más susceptible a pandeo mide 500 mm, empleando la *Ecuación (3.6)* se obtienen los siguientes resultados:

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} = \sqrt{\frac{\frac{b \cdot h^3}{12}}{b \cdot h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0,20 \text{ m}$$

$$r = 0,3 * h = 0,21 \text{ m}$$

Ψ , relaciona las propiedades de las columnas respecto de las vigas en un mismo plano.

- $\Psi_A = 1,0$ conexiones rígidas de columnas a zapatas
- La rigidez I/L , de una viga monolíticamente unida a la columna se multiplica por un factor: 0,67; además de incluyen los valores de inercia agrietada correspondientes según la *Tabla 3.5*

$$\Psi_B = \frac{\sum(EI/l_c)}{\sum(EI/l)}$$

$$\Psi_B = \frac{\sum I_c/l_c}{\sum I_v/l} = \frac{2 * \frac{0,50 * 0,70^3}{12} * 0,7 * \frac{1}{2,2}}{0,67 * \frac{0,40 * 0,80^3}{12} * 0,5 * \frac{1}{8,3}} = 15$$

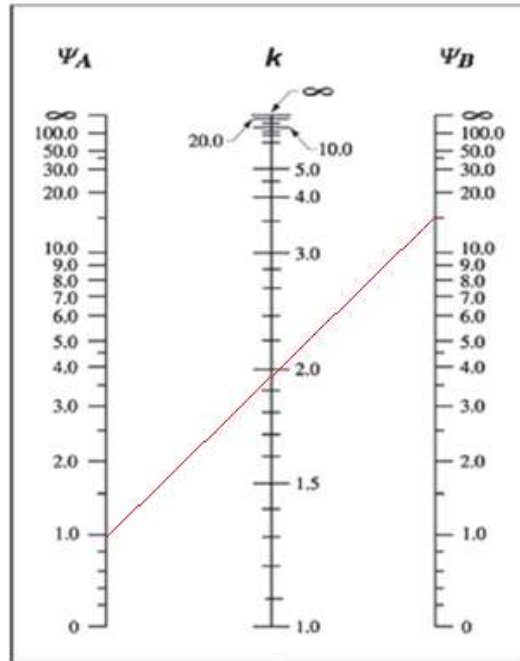


Figura 4.13 Ábaco de alineamiento para estructuras con ladeo no impedido

Fuente: ACI318-14, Fig. R6.2.5

$$k = 1,95$$

$$\frac{k * l_u}{r} = \frac{1,95 * 2,2}{0,21}$$

$$\frac{k * l_u}{r} = 20,4 < 22$$

Por lo tanto, no requiere un análisis de estabilidad lateral.

Para columnas que forman parte del bloque *Gradas*:

Determinación de k de acuerdo con las condiciones geométricas y estructurales establecidas:

Se asume una sección de $250 \times 550 \text{ mm}$ de lado.

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} = \sqrt{\frac{\frac{b * h^3}{12}}{b * h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0,159 \text{ m}$$

$$r = 0,3 * h = 0,165 \text{ m}$$

$$\Psi_B = \frac{\sum(EI/l_c)}{\sum(EI/l)}$$

$$\Psi_B = \frac{\sum I_c/l_c}{\sum I_v/l} = \frac{2 * \frac{0,25 * 0,55^3}{12} * 0,7 * \frac{1}{2,5}}{0,67 * \frac{0,25 * 0,55^3}{12} * 0,5 * \frac{1}{8,75}} = 14,6$$

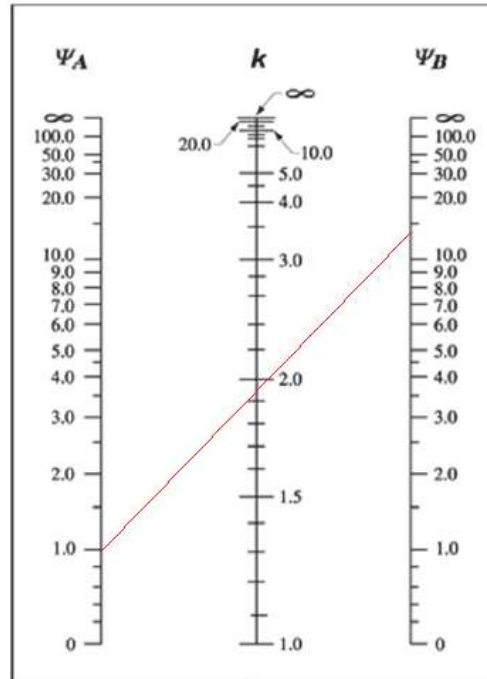


Figura 4.14 Ábaco de alineamiento para estructuras con ladeo no impedido

Fuente: ACI318-14, Fig. R6.2.5

$$k = 1,92$$

$$\frac{k * l_u}{r} = \frac{1,92 * 2,5 \text{ m}}{0,16 \text{ m}}$$

$$\frac{k * l_u}{r} = 30 > 22$$

Por lo tanto requiere un análisis de estabilidad lateral (esbeltez) que se revisará en los siguientes párrafos.

Cálculo de los momentos de diseño:

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \quad \text{Ecuación 4.38}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \quad \text{Ecuación 4.39}$$

M_1 y M_2 = momentos en los extremos de la columna.

δ_s = factor de magnificación de momento

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0,75 \sum P_c}} \geq 1,0 \quad \text{Ecuación 4.40}$$

Análisis elástico de segundo orden

$\sum P_u$ = suma de todas las cargas verticales mayoradas en un piso (T)

$\sum P_c$ = suma de todas las columnas que resisten desplazamiento lateral en el piso (T)

$$P_c = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{(k l_u)^2} \quad \text{Ecuación 4.41}$$

Dónde:

P_c = carga crítica de pandeo para un elemento (T)

$$(EI)_{eff} = \frac{0,4 E_c I_{gcol}}{1 + \beta_{dns}} \quad \text{Ecuación 4.42}$$

I_{se} = momento de inercia del acero de refuerzo, respecto a un eje que pasa por el centroide de la sección transversal del elemento (mm^4)

$$\beta_{dns} = 0,6 \quad \text{Ecuación 4.43}$$

$$I = \left(0,8 + 25 \frac{A_{st}}{A_g} \right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0,5 \frac{P_u}{P_0} \right) I_g \quad \text{Ecuación 4.44}$$

$$0,35 I_g \leq I \leq 0,875 I_g$$

Empleando la *Ecuación (3.1)* y la *Ecuación (4.42)*:

$$(EI)_{eff} = \frac{0,4 E_c I_{gcol}}{1 + \beta_{dns}} = \frac{0,4 * 42500 \sqrt{2800} * 0,0035}{1 + 0,6} = 1967,78 \text{ Tm}^2$$

De la *Ecuación (4.41)*

$$P_c = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{(k l_u)^2} = \frac{\pi^2 1967,78 \text{ Tm}^2}{(1,92 * 2,5 \text{ m})^2} = 842,93 \text{ T}$$

La Ecuación (4.40) permite calcular el factor de amplificación de cargas, resultando:

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0,75 \sum P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{51,14}{0,75 * 842,93}} = 1,09$$

Tabla 4.23

*Diseño a flexocompresión de columnas,
bloque Aulas*

f_c	2800	T/m ²
f_y	42000	T/m ²
E_s	21000000	T/m ²
E_c	2248888,61	T/m ²
φ	0,85	corte
d'	0,06	m
D	0,843	T/m ²
SDL	0,345	T/m ²
L aulas	0,2	T/m ²
L pasillos 1er piso	0,5	T/m ³
# pisos	4	
Área colab. columna	41,5	m ²
P_u	330,14	T
P_o	990,42	T
% A_s	0,015	
A_g	0,333	m ²
b,h	0,577	m
b	0,50	m
h	0,70	m
d	0,64	m
A_s	52,50	cm ²
φ varillas	22	mm
# de varillas	14	
T_o	-223,440	T

Tabla 4.23

(Continuación)

COMBINACIÓN DE CARGA	Mxx (T.m)		Myy (T.m)		P (T)
	Pie	Cabeza	Pie	Cabeza	
1,4 D	-11,97	11,28	0,36	-0,49	-290,37
1,2D+1,6L	-12,71	11,13	0,42	-0,56	-317,29
1,2D+L+Ex	38,27	10,2	1,3	-0,87	-255,17
1,2D+L+Ey	-14,15	10,73	41,92	-18,01	-283,31
1,2D+L-Ex	-61,85	10,96	1,38	-0,93	-330,14
1,2D+L-Ey	-11,09	10,48	-41,17	16,99	-301,45
	Pu (T)	Mxx (T.m)	Myy (T.m)	M1, M2	
Máximo	330,14	-61,85	1,38	61,85	
Mínimo	255,17	38,27	1,3	38,27	

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

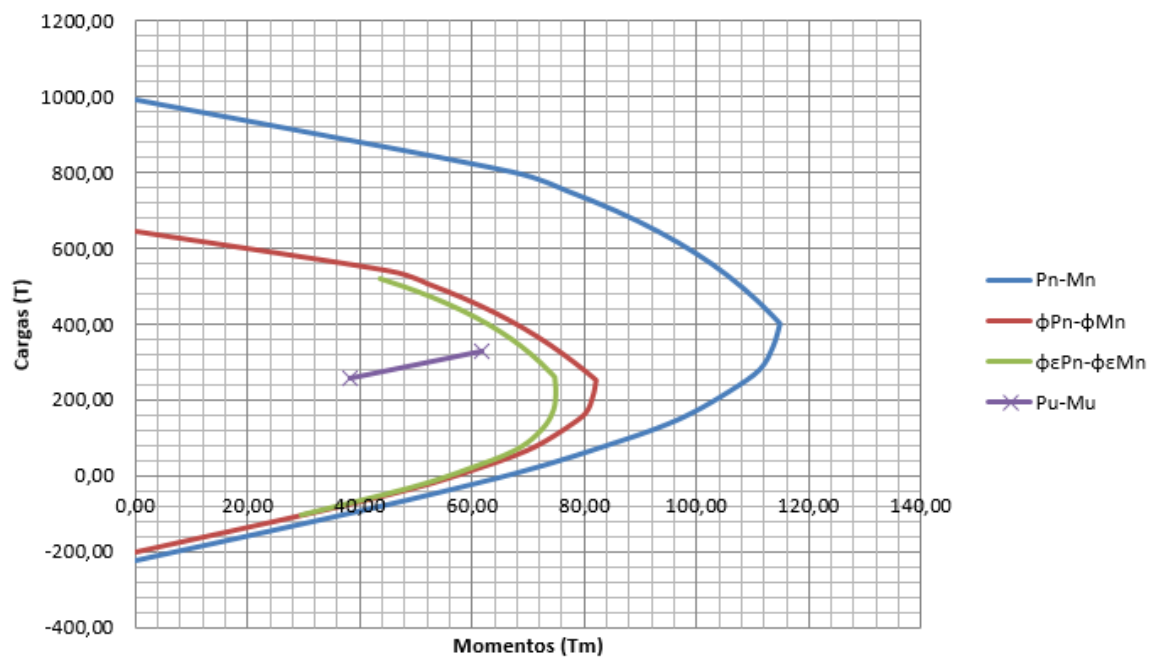


Figura 4.15 Diagrama de interacción de la columna del bloque *Aulas* ubicada en la intersección de los ejes A-3, en sentido X

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Tabla 4.24

*Diseño a flexocompresión de columnas,
bloque Gradass*

f'c	2800	T/m2
fy	42000	T/m2
Es	21000000	T/m2
Ec	2248888,61	T/m2
φ	0,85	corde
d'	0,06	m
D	0,786	T/m2
SDL	0,345	T/m2
L Gradass	0,5	T/m3
# pisos	4	
Área colab. 1	6,53	m2
Pu	60,77	T
Po	182,31	T
% As	0,015	
Ag	0,061	m2
b,h	0,248	m
b	0,55	m
h	0,25	m
d	0,19	m
As	20,625	cm2
φ varillas	16	mm
# de varillas	11	
To	-92,862	T

COMBINACIÓN DE CARGA	Mxx (T.m)		Myy (T.m)		P (T)
	Pie	Cabeza	Pie	Cabeza	
1,4 D	-5,46	3,87	-0,545	0,38	-33,94
1,2D+1,6L	-7,55	5,23	-0,77	0,52	-41,85
1,2D+L+Ex	-3,84	2,03	-0,59	0,47	-31,23
1,2D+L+Ey	-6,4	4,48	7,09	-3,13	-60,77
1,2D+L-Ex	-9,11	7,00	0,89	-0,88	-43,65
1,2D+L-Ey	-6,56	4,55	-6,82	2,81	-60,20
	Pu (T)	Mxx (T.m)	Myy (T.m)	M1, M2	
Máximo	60,77	-9,11	-0,88	9,11	
Mínimo	31,23	-3,84	0,47	3,84	

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

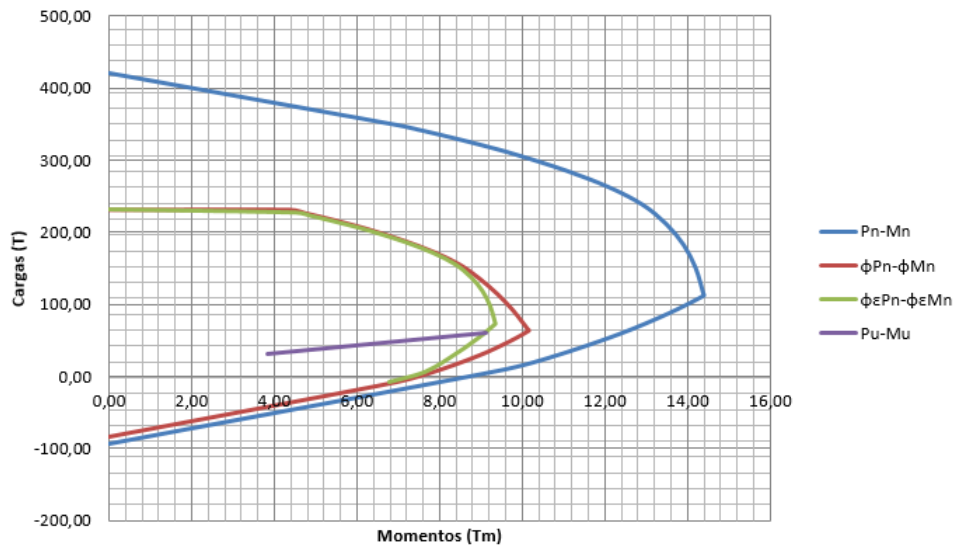


Figura 4.16 Diagrama de interacción de la columna del bloque Gradass ubicada en la intersección de los ejes A-5', en sentido X

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

4.4.3 REFUERZO TRANSVERSAL DE COLUMNAS

La fuerza de cortante de diseño V_e se debe determinar considerando las máximas fuerzas que puedan generarse en las caras de los nudos en cada extremo de la columna. Estas fuerzas en el nudo se deben determinar usando las resistencias a flexión máximas probables, M_{pr} , en cada extremo de la columna, correspondientes al intervalo de fuerzas axiales mayoradas, P_u , actuantes.

En las columnas (elementos sometidos a flexo-compresión) la distancia de confinamiento l_o se mide a partir de la cara del nudo y a ambos lados de la ubicación susceptible de fluencia por flexión y debe ser el mayor valor entre:

- h de la columna en la cara del nudo o en la sección de fluencia
- *luz libre de la columna* /6.
- 450 mm

$$l_o > \frac{220}{6}; 700\text{mm}; 450\text{ mm}$$

$$l_o = 700\text{ mm}$$

En función de la ubicación del proyecto y tomando en cuenta efectos de humedad, oxidación e hinchamiento se elige un recubrimiento de 30 mm, mayor al establecido en la norma que es de 25 mm para barras de diámetro nominal 16 mm o menor.

Ramas largas

$$h'' = b - 2 * \text{recubrimiento} \quad \text{Ecuación 4.45}$$

Ramas cortas

$$h'' = h - 2 * \text{recubrimiento} \quad \text{Ecuación 4.46}$$

$$\text{máx: } A_{sh}; A_v$$

La separación máxima de los estribos de confinamiento se toma como la menor entre:

- la dimensión mínima del elemento dividida para 4.
- 6 * \emptyset menor de refuerzo longitudinal
- s_o , espaciamiento del refuerzo transversal en la longitud l_o

$$100 \text{ mm} \leq s_o \leq 150 \text{ mm}$$

En las regiones de la columna diferentes de l_o , se colocará A_v , en un espaciamiento mínimo de:

$$s \leq 6 * \emptyset \text{ varillas longitudinales ; } 150 \text{ mm}$$

Dónde:

s = espaciamiento máximo del refuerzo transversal por zonas.

$$A_{sh} = \text{máx: } A_{sh1}; A_{sh2}$$

$$A_{sh1} = 0,3 * \frac{s * h'' * f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad \text{Ecuación 4.47}$$

$$A_{sh2} = 0,09 * \frac{s * h'' * f'_c}{f_y} \quad \text{Ecuación 4.48}$$

Dónde:

$$A_c = (b - 2 * \text{recubrimiento}) * (h - 2 * \text{recubrimiento})$$

A_{sh} = área de acero del refuerzo transversal, colocada cada espaciamiento s

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

$$V_u = \frac{M_u + M'_u}{l_u} \quad \text{Ecuación 4.49}$$

$$V_u = \frac{2 * M_b}{l_u} \quad \text{Ecuación 4.50}$$

Dónde:

ϕ = factor de reducción de resistencia (0,75 corte)

V_u = Solicitación última a cortante (T)

V_n = capacidad nominal a corte de la columna (T)

V_c = contribución del hormigón a la capacidad a corte de la columna (T)

V_s = contribución del acero a la capacidad a corte de la columna (T)

M_u, M'_u = Momentos últimos en cabeza y pie de la columna (Tm)

M_b = Momento resultante en el punto balanceado (Tm)

$$V_c = 1,68 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi' V_c}{\phi'} \quad \text{Ecuación 4.51}$$

$$V_s < 4 * V_c$$

$$A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d} \quad \text{Ecuación 4.52}$$

Dónde:

A_v = área de acero

$$\phi' = 0,85$$

En la zona de traslape de acero longitudinal, los estribos deben estar separados máximo 100 mm. (MIDUVI-CAMICON, Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

Se debe colocar A_v mín, en las secciones donde $V_u > 0,50 \phi V_c$, según la Ecuación (4.30)

$$\frac{A_v \text{mín}}{s} = 0,63 * \sqrt{f'_c} \frac{b}{f_y} \geq 35,23 * \frac{b}{f_y}$$

Tabla 4.25

Cálculo del refuerzo transversal de columna

Refuerzo transversal						
	Recubrimiento	0,03	m	sierra		
	lu	2,2	m			
Ramas largas	h"	0,44	m	d	0,64	m
Ramas cortas	h"	0,64	m	d	0,44	m
	Espaciamiento	s (m)	0,125	0,175	0,132	0,1
		s (m)	0,1	En los extremos		
		s (m)	0,25	0,132	0,15	
		s (m)	0,132	En la zona media		
	Ac	0,2816	m ²			
	Ramas largas			Ramas cortas		
	Ash1	2,138	cm ²		Ash1	3,109 cm ²
	Ash2	2,640	cm ²		Ash2	3,840 cm ²
	Ash	2,138	cm ²		Ash	3,109 cm ²
	Corte					
	Vc	28,447	T			
	Vu	104,388	T			
	Vs	94,362	T			
Ramas largas	Av	3,51	cm ²	Avmin	0,52	cm ²
Ramas cortas	Av	5,11	cm ²	Avmin	0,55	cm ²

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Tabla 4.26

Disposición del refuerzo transversal

		Ramas largas			Ramas cortas		
Cabeza	Lo 0,7 m	As	3,51	cm2	As	5,11	cm2
		s	0,75	m			
		As (asignado)	4,21	cm2	As (asignado)	5,25	cm2
Medio	l	As	5,11	cm2	As	5,11	cm2
		s	0,75	M			
		As (asignado)	4,21	cm2	As (asignado)	5,25	cm2
Pie	Lo 0,7 m	As	3,51	cm2	As	5,11	cm2
		s	0,75	m			
		As (asignado)	4,21	cm2	As (asignado)	5,25	cm2

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

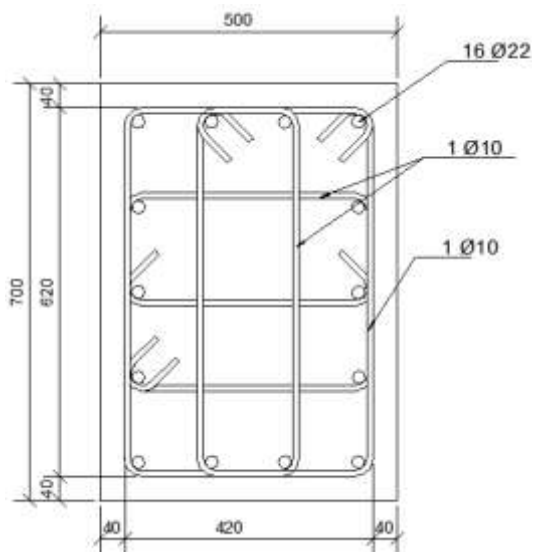


Figura 4.17 Sección definitiva de columna

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

En columnas que soportan muros:

- El refuerzo calculado para la longitud l_o , se coloca en toda su altura.
- El refuerzo transversal, debe extenderse dentro del miembro discontinuo por lo menos l_d de la barra longitudinal mayor de la columna.
- Si la columna termina en una zapata o una losa de cimentación, el refuerzo transversal requerido debe extenderse por lo menos 300 mm. dentro de la cimentación.

4.5 CONEXIÓN VIGA-COLUMNA

El cortante resultado de la transmisión de momentos, debe tomarse en consideración en el diseño del nudo.

La cara de un nudo se considera confinada si el ancho de la viga es al menos 3/4 del ancho efectivo del nudo. Un nudo se considera restringido si se encuentra soportado lateralmente por sus 4 lados.

Las fuerzas en las varillas longitudinales de la viga se calculan, para la cara del nudo, suponiendo que la resistencia en el refuerzo de tensión por flexión es $1,25f_y$.

4.5.1 DETALLE DE LA CONEXIÓN

El área de todas las ramas del refuerzo transversal en cada dirección principal de los nudos se calcula de acuerdo a la *Ecuación (4.30)*:

$$A_v, \text{mín} = 0,63 * \sqrt{f'_c} \frac{b * s}{f_y} \geq 35,23 * \frac{b * s}{f_y}$$

Dónde:

b es la dimensión de la sección de la columna perpendicular a la dirección bajo consideración

El espaciamiento $s \leq h$ de la viga de menor altura /2

Si las vigas que llegan a los cuatro lados del nudo tienen un ancho de por lo menos tres cuartas partes del ancho de la columna, se permite reducir la cuantía de refuerzo especificada para la columna, y su espaciamiento se puede incrementar a 150 mm dentro de la altura h de la viga menos alta.

El refuerzo longitudinal de viga que pasa fuera del núcleo de la columna debe estar confinado, proveyendo de refuerzo transversal a través del nudo.

4.5.2 RESISTENCIA A CORTANTE

Tabla 4.27

Resistencia nominal de un nudo a cortante

Configuración del nudo	V_n
Nudos con vigas en sus cuatro caras	$16,79\sqrt{f'_c} * A_j$
Nudos con vigas en 3 caras o en 2 caras opuestas	$12,59\sqrt{f'_c} * A_j$
Otros casos	$10,07\sqrt{f'_c} * A_j$

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: ACI 318-14 Tabla 18.8.4.1

$$A_j = h * \text{ancho efectivo del nudo}$$

Ecuación 4.53

Dónde:

V_n = Resistencia nominal a cortante [T]

A_j = Área efectiva de la sección transversal dentro del nudo [m²]

h = profundidad del nudo, que es igual a la altura de la columna [m]

El ancho efectivo del nudo es igual al ancho total de la columna, a menos que la viga llegue a una columna más ancha, el ancho efectivo del nudo se toma como el menor de:

- El ancho de la viga más la altura del nudo
- El doble de la menor distancia perpendicular al eje longitudinal de las vigas que rodean a la columna.

4.5.3 LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS EN TRACCIÓN

Para varillas con gancho estándar

$$l_{dh} = 0,0198f_y d_b / \sqrt{f'_c} \text{ [mm]} \quad \text{Ecuación 4.54}$$

$$l_{dh} > 8 * d_b; 150 \text{ mm} \quad \text{Ecuación 4.55}$$

d_b está en mm.

La longitud de desarrollo en tracción para barras rectas se considera el mayor entre 2,5 veces l_{dh} antes calculado, si el hormigón colocado debajo de la barra no excede 300 mm.

4.5.4 NUDO FUERTE – VIGA DÉBIL

Solicitud a corte:

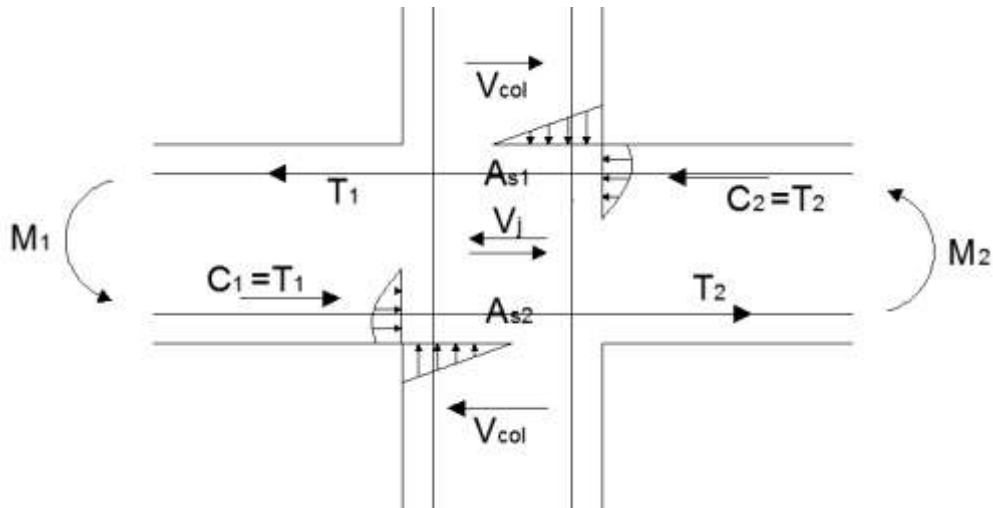


Figura 4.18 Fuerzas ejercidas en el nudo

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

$$V_j \leq \phi V_n \quad \text{Ecuación 4.56}$$

$$V_j = T_1 + T_2 - V_{col} [T] \quad \text{Ecuación 4.57}$$

$$T_1 = A_{s1} * \alpha * f_y [T] \quad \text{Ecuación 4.58}$$

$$T_2 = A_{s2} * \alpha * f_y [T] \quad \text{Ecuación 4.59}$$

Dónde:

$$f_y = \text{en } T/m^2$$

$$A_s = \text{en } m^2$$

$$\alpha = 1,25$$

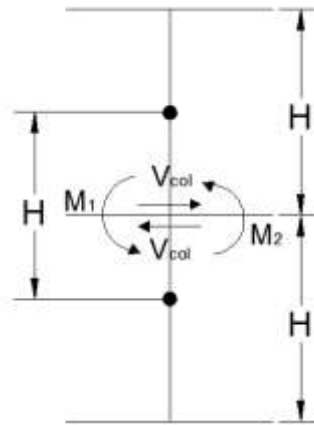


Figura 4.19 Cortante
en el nudo

Realizado por: Pedro
Almache, Roberto Caicedo

$$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{l_c} [T]$$

Ecuación 4.60

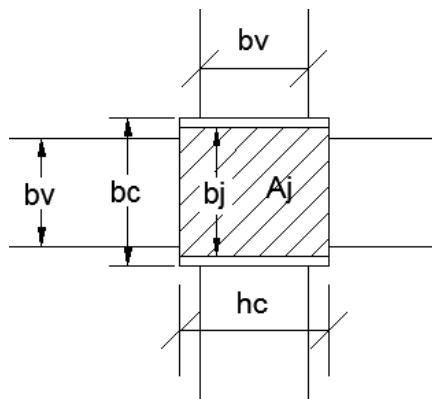


Figura 4.20 Dimensiones de la
conexión

Realizado por: Pedro Almache, Roberto
Caicedo

Capacidad a momento de la viga según la *Ecuación 4.26* y capacidad a corte según la *Ecuación 4.19*

$$M_{1,2} = A_{s1,2} * \alpha * f_y \left(d - \frac{A_{s1,2} * \alpha * f_y}{1,7 * f'_c * b} \right)$$

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

$V_s = 0$, debido a que la resistencia del nudo depende del hormigón.

$$\phi V_n = 2,69\gamma\sqrt{f'_c}b_j h_c [T]$$

Tabla 4.28

Resistencia nominal de un nudo a cortante

Ubicación de la conexión	γ
Interiores	5,3
Exteriores	4,0
Esquinas	3,2

Realizado por: Pedro

Almache, Roberto Caicedo

$$b_j = \frac{b_v + b_c}{2} \quad \text{Ecuación 4.61}$$

$b_v \geq 0,75b_{col}$, para 4 vigas

$b_v \geq 0,70$, para 3 vigas

4.5.5 CONFINAMIENTO, A_{sh}

$$A_{sh} = \text{máx: } A_{sh1}; A_{sh2}$$

$$A_{sh1} = 0,3 * \frac{s * h'' * f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$$

$$A_{sh2} = 0,09 * \frac{s * h'' * f'_c}{f_y}$$

$$s < \frac{h_{viga \text{ de menor altura}}}{2}$$

4.5.6 DETERIORO DE ADHERENCIA

$h_c \geq 20 * \phi$ refuerzo longitudinal mayor de la viga que la atraviesa

$$h_v \geq 20 * \phi_{col} \quad \text{Ecuación 4.62}$$

4.5.7 COLUMNA FUERTE – VIGA DÉBIL

$$\sum M_n col \geq 1,20 * \sum M_n viga \quad \text{Ecuación 4.63}$$

$\Sigma M_n col$ = capacidad de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del mismo.

$\Sigma M_n viga$ = capacidad de las vigas que llegan al nudo, evaluados en las caras del mismo.

La revisión se debe realizar en los dos sentidos: X e Y

$$Mp = A_s(\pm) * \alpha * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) [Tm]$$

$$a = \frac{A_s(\pm) * \alpha * f_y}{0,85 * f'_c * b}$$

Tabla 4.29

Resumen de la verificación del nudo

Dirección paralela a la viga 1			
Corte			
T1	99,95	T	
T2	79,83	T	
M1	68,72	Tm	
M2	55,73	Tm	
Vcol	41,48	T	
Vj	138,3	T	
ϕVn	237,64	T	OK
Confinamiento			
Ash1	2,01	cm2	
Ash2	3,30	cm2	
Ash	3,30	cm2	
Ash diseño	1,65	cm2	
Anclaje			
ldh requerida	0,32	m	
ldh disponible	0,47		OK

Tabla 4.29
(Continuación)

Adherencia			
hc	0,70		
20 Ø viga	0,44		OK
dv	0,74		
20 Ø columna	0,44		OK
 <p>Dirección paralela a la viga 2</p>			
Corte			
T1	159,66	T	
T2	86,59	T	
M1	104,76	Tm	
M2	60,14	Tm	
Vcol	54,97	T	
Vj	191,28	T	
φVn	237,64	T	OK
Confinamiento			
Ash1	2,01	cm2	
Ash2	3,30	cm2	
Ash	3,30	cm2	
Ash diseño	1,65	cm2	
Anclaje			
ldh requerida	0,32	m	
ldh disponible	0,47		OK
Adherencia			
hc	0,70		
20 Ø viga	0,44		OK
dv	0,74		
20 Ø columna	0,44		OK

Realizado por: Pedro Almache, Roberto
Caicedo

4.6 DISEÑO DE MURO

La longitud horizontal efectiva del muro es la menor distancia de centro a centro de las cargas o el ancho del área de apoyo más $4 * \text{espesor del muro}$.

El muro se ha diseñado para el momento máximo, M_u , correspondiente a la fuerza axial mayorada para cada combinación de carga. Se debe cumplir con la Ecuación (4.63):

$$P_u \leq \phi P_n, max \quad \text{Ecuación 4.64}$$

Donde

P_u = fuerza axial mayorada

$$P_n, max = 0,8 P_0$$

ϕ = factor de reducción de resistencia (compresión)

4.6.1 DISEÑO A FLEJO-COMPRESIÓN

La carga axial se calcula mediante la siguiente expresión, para muros de sección rectangular:

$$P_n = 0,55 f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right] \quad \text{Ecuación 4.65}$$

Dónde:

k = factor de longitud efectiva: 2,0 (muros no impedidos contra desplazamiento lateral)

4.6.2 DISEÑO A CORTE

El muro debe resistir la fuerza cortante máxima mayorada, V_u , en su plano y fuera de él.

Cálculo del cortante nominal horizontal, en el plano del muro

$$V_n \leq 119\sqrt{f'_c}hd \quad \text{Ecuación 4.66}$$

Dónde:

h = espesor del muro

$d = 0,8 l_w$ ó la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de la resultante de las fuerzas de todo el refuerzo en tracción

$$V_n = V_c + V_s$$

$V_c \leq 24\lambda\sqrt{f'_c}hd$ para muros sometidos a compresión axial

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

Dónde:

V_s = es proporcionado por el refuerzo transversal de cortante.

4.6.3 LÍMITES DEL REFUERZO

Cuantía de refuerzo para muros que cumplen con la *Ecuación (4.66)*:

$$V_u \leq 0,5\phi V_c \quad \text{Ecuación 4.67}$$

Cuantía mínima de refuerzo vertical $\rho_l \text{ mín} = 0,0012$ y cuantía mínima de refuerzo horizontal $\rho_t \text{ mín} = 0,0020$ para varillas corrugadas de diámetro menor a 16 mm y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Sí

$$V_u \geq 0,5\phi V_c$$

$$\rho_l = \text{máx: } 0,0025 + 0,5 \left(2,5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_t - 0,0025) \text{ ó } 0,0025$$

$$\rho_t \geq 0,0025$$

4.6.4 DETALLE DEL REFUERZO

Consideraciones de espaciamiento máximo, s .

En varillas longitudinales $s = \text{mín: } 3h \text{ y } 450 \text{ mm}$. Si se requiere refuerzo a cortante para resistencia en el plano del muro, el espaciamiento del refuerzo longitudinal $s \leq l_w/3$.

Para el espaciamiento del refuerzo transversal

$$s = \text{mín: } 3h \text{ y } 450 \text{ mm}$$

Si se requiere refuerzo a cortante para resistencia en el plano del muro, el espaciamiento del refuerzo transversal $s \leq l_w/5$.

Sí $A_{st} > 0,01A_g$, el refuerzo longitudinal debe estar apoyado lateralmente por estribos transversales.

Tabla 4.30

Diseño a flexión del muro

	Localización	Área de refuerzo requerida (cm ²)	Cuantía de acero de refuerzo	Combinación de carga	Pu (T)	Mu2 (T-m)	Mu3 (T-m)
Planta baja	Superior	15,88	0,0025	1,2D+L-Ey-	70,46	-1,21	-45,63
	Inferior	15,88	0,0025	1,2D+L-Ey-	83,42	0	-62,53
Primer piso	Superior	15,88	0,0025	1,2D+L-Ey-	50,48	5,67	-23,07
	Inferior	21,73	0,0034	1,2D+L+Ey+	63,88	-11,56	49,64
Segundo piso	Superior	16,99	0,0027	1,2D+L+Ex	31,01	9,25	0,74
	Inferior	15,88	0,0025	1,2D+L-Ey-	42,25	-7,62	-22,41
Tercer piso	Superior	32,66	0,0051	1,2D+1,6L	8,11	12,20	1,02
	Inferior	17,28	0,0027	1,2D+L-Ex+	18,67	-8,19	1,33

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Tabla 4.31*Solicitaciones en elementos de borde*

Ubicación	Planta baja			Primer piso		
	Combinación que gobierna	P _u (T)	M _u (T-m)	Combinación que gobierna	P _u (T)	M _u (T-m)
Superior izquierda	1.2 D + L + Ex-	45,96	-0,15	1.2 D + L + Ex-	31,15	0,07
Superior derecha	1.2 D + L + Ex-	45,96	-0,15	1.2 D + L + Ex-	31,15	0,07
Inferior-izquierda	1.2 D + L + Ex+	58,45	0,35	1.2 D + L + Ex-	43,59	0,33
Inferior derecha	1.2 D + L + Ex+	58,45	0,35	1.2 D + L + Ex-	43,59	0,33

Ubicación	Segundo piso			Tercer piso		
	Combinación que gobierna	P _u (T)	M _u (T-m)	Combinación que gobierna	P _u (T)	M _u (T-m)
Superior izquierda	1.2 D + L + Ex-	16,69	0,16	1.2 D + L - Ex+	3,55	0,03
Superior derecha	1.2 D + L + Ex-	16,69	0,16	1.2 D + L - Ex+	3,55	0,03
Inferior-izquierda	1.2 D + L + Ex-	28,08	0,19	1.2 D + L + Ex-	13,49	0,19
Inferior derecha	1.2 D + L + Ex-	28,06	0,19	1.2 D + L + Ex-	13,49	0,19

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Tabla 4.32*Resumen de muros por piso*

HORMIGÓN EN MUROS				
No.	DIMENSIÓN (m)			VOLUMEN (m3)
	X	Y	H	
2	0,25	0,55	3	0,83
1	0,20	2,35	3	1,41
			Total	2,24

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

4.7 LOSAS DE ENTREPISO

4.7.1 RESISTENCIA DE DISEÑO

En sistemas de losas se debe cumplir que la resistencia de diseño, en cualquier sección, para cada combinación de carga sea mayor o igual a la resistencia requerida.

$$\phi S_n \geq U$$

Si la relación lado largo sobre lado corto de un panel es mayor a 2, el comportamiento de la losa es unidireccional.

4.7.2 MÉTODO DEL NERVIO CONTINUO.

El método es válido cuando se cumple la siguiente relación, para losas rectangulares en dos direcciones soportadas sobre vigas.

$$h_{viga} > 3 * h_{losa} \quad \text{Ecuación 4.68}$$

Este método emplea coeficientes de distribución de carga, valores que se aplican a cada nervio. El código ACI establece, además, criterios en cuanto a la geometría de una losa alivianada y se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 4.33

Geometría de la sección de la losa

Losas alivianadas	
Geometría de los nervios	Ancho: $b_w > 100 \text{ mm}$ Altura: $h_w < 3.5 * b_w$
Espaciamiento libre entre nervios	$esp_{libre} < 750 \text{ mm}$
Espesor de la loseta	$h_f > \frac{1}{12} esp_{libre}$ $h_f > 50 \text{ mm}$

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: ACI 318-14

El cálculo del acero mínimo por flexión y la cuantía de acero por temperatura requerida para losas de cubierta, se determinan como sigue:

$$A_s \text{mín} = \frac{14}{f_y} * 2 * b_w * d$$

$$\rho_{s \text{temp}} = 0,002$$

Los valores que se adoptaron para la losa en la sección 3.3.3 cumplen las recomendaciones de la *Tabla (4.33)*

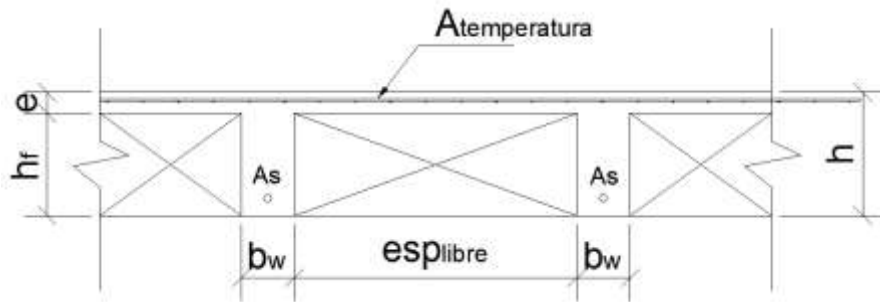


Figura 4.21 Sección transversal de la losa

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

4.7.3 DISEÑO A FLEXIÓN

Para el cálculo de momentos en los nervios se establece:

- Carga de la losa en T/m²
- Ancho del nervio tipo
- Momentos en los extremos libres del nervio continuo analizado:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{15} \quad \text{Ecuación 4.69}$$

El momento estimado en los extremos libres de los nervios analizados depende de las restricciones de la losa en los extremos.

Con los datos anteriores se puede determinar la carga por metro en cada tramo de los nervios de la losa.

Cálculo del acero de refuerzo a flexión en los nervios:

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi = 0.9$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{A_s \cdot f_y}{1.7 \cdot f'_c \cdot b} \right)$$

$$A_s = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot k \cdot d \cdot f_y}} \right)$$

Dónde:

$$k = \frac{0,85 * f'_c * b * d}{f_y}$$

$$d = h - 0.03 m$$

$$\rho_{mín} = \frac{\sqrt{f'_c}}{0,4f_y} \geq \frac{140}{f_y}$$

Acero mínima para la sección T:

$$As_{mín} = \frac{140}{f_y} * 2 * b_w * d \quad \text{Ecuación 4.70}$$

Cálculo de cuantía máxima en zonas sísmicas:

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{0,003}{\frac{f_y}{E_s} + 0,003}$$

$$\rho_{máx} = 0,5 * \rho_b \text{ ó } 0,025$$

$$\beta_1 = 0.85$$

4.7.4 CORTE

Debido a que los nervios no estarán armados con refuerzo para corte (estribos), el hormigón debe resistir la sollicitación a corte total.

Se debe cumplir:

$$\phi V_n \geq V_u, \phi = 0.85$$

$$V_n = V_c$$

$$V_c = 1.68\sqrt{f'_c} [T]$$

El método de los coeficientes permite establecer una adecuada distribución de las cargas en dos direcciones, en función de la relación entre las dimensiones del panel y las condiciones de apoyo. La *Figura 4.22* muestra los factores de distribución según el caso.

Relación I_b	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	$C_{x,dl}$ 0.036 $C_{y,dl}$ 0.036	0.018 0.018	0.018 0.027	0.027 0.027	0.027 0.018	0.033 0.027	0.027 0.033	0.020 0.023	0.023 0.020
0.95	$C_{x,dl}$ 0.040 $C_{y,dl}$ 0.033	0.020 0.016	0.021 0.025	0.030 0.024	0.028 0.015	0.036 0.024	0.031 0.031	0.022 0.021	0.024 0.017
0.90	$C_{x,dl}$ 0.045 $C_{y,dl}$ 0.029	0.022 0.014	0.025 0.024	0.033 0.022	0.029 0.013	0.039 0.021	0.035 0.028	0.025 0.019	0.026 0.015
0.85	$C_{x,dl}$ 0.050 $C_{y,dl}$ 0.026	0.024 0.012	0.029 0.022	0.036 0.019	0.031 0.011	0.042 0.017	0.040 0.025	0.029 0.017	0.028 0.013
0.80	$C_{x,dl}$ 0.056 $C_{y,dl}$ 0.023	0.026 0.011	0.034 0.020	0.039 0.016	0.032 0.009	0.045 0.015	0.045 0.022	0.032 0.015	0.029 0.010
0.75	$C_{x,dl}$ 0.061 $C_{y,dl}$ 0.019	0.028 0.009	0.040 0.018	0.043 0.013	0.033 0.007	0.048 0.012	0.051 0.020	0.036 0.013	0.031 0.007

Figura 4.22 Coeficientes para momento positivos

Fuente: Diseño de Estructuras de Hormigón, Nilson A.

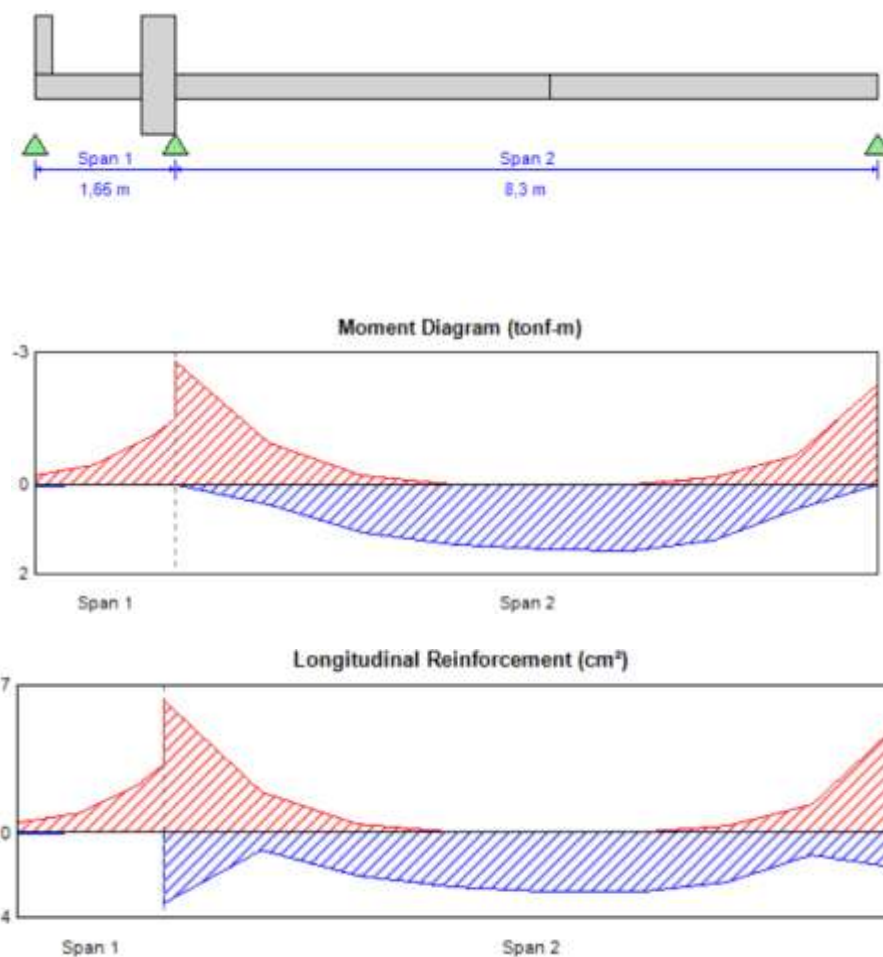


Figura 4.23 Resultado del análisis de una franja de losa de entrepiso, dirección X, bloque Aulas

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

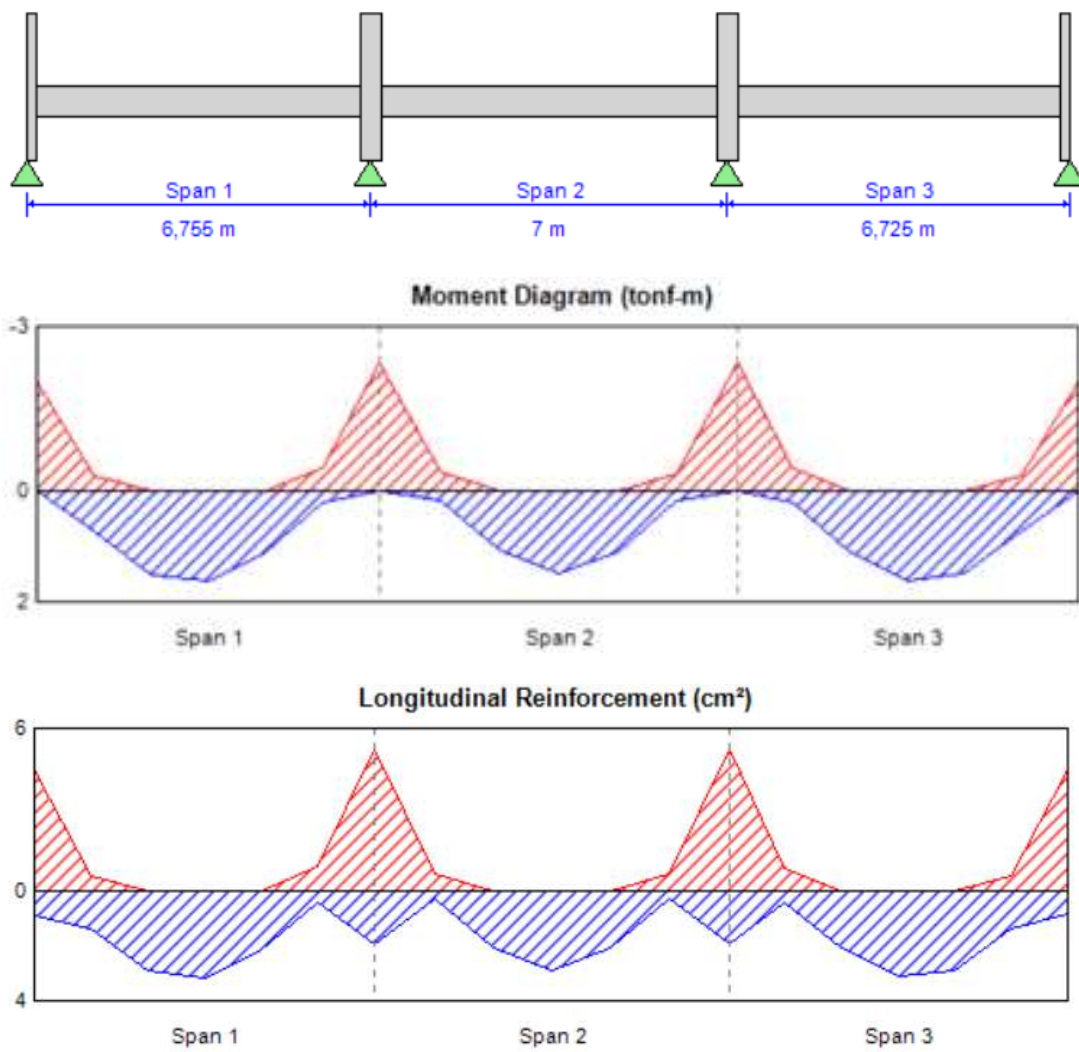


Figura 4.24 Resultado del análisis de una franja de losa de entrepiso, dirección Y, bloque Aulas

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

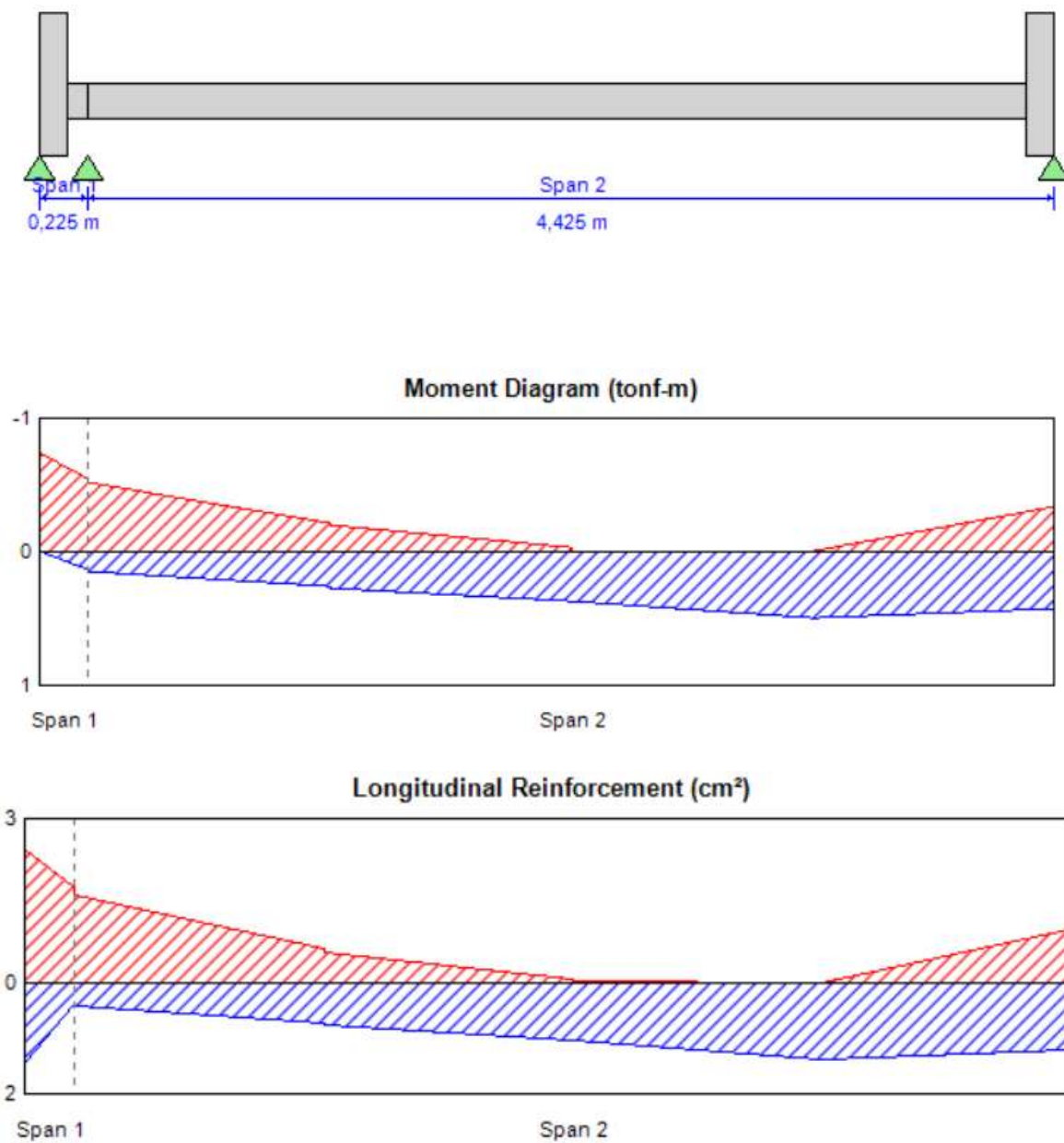


Figura 4.25 Resultado del análisis de una franja de losa de entrepiso, dirección X, bloque Gradadas

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

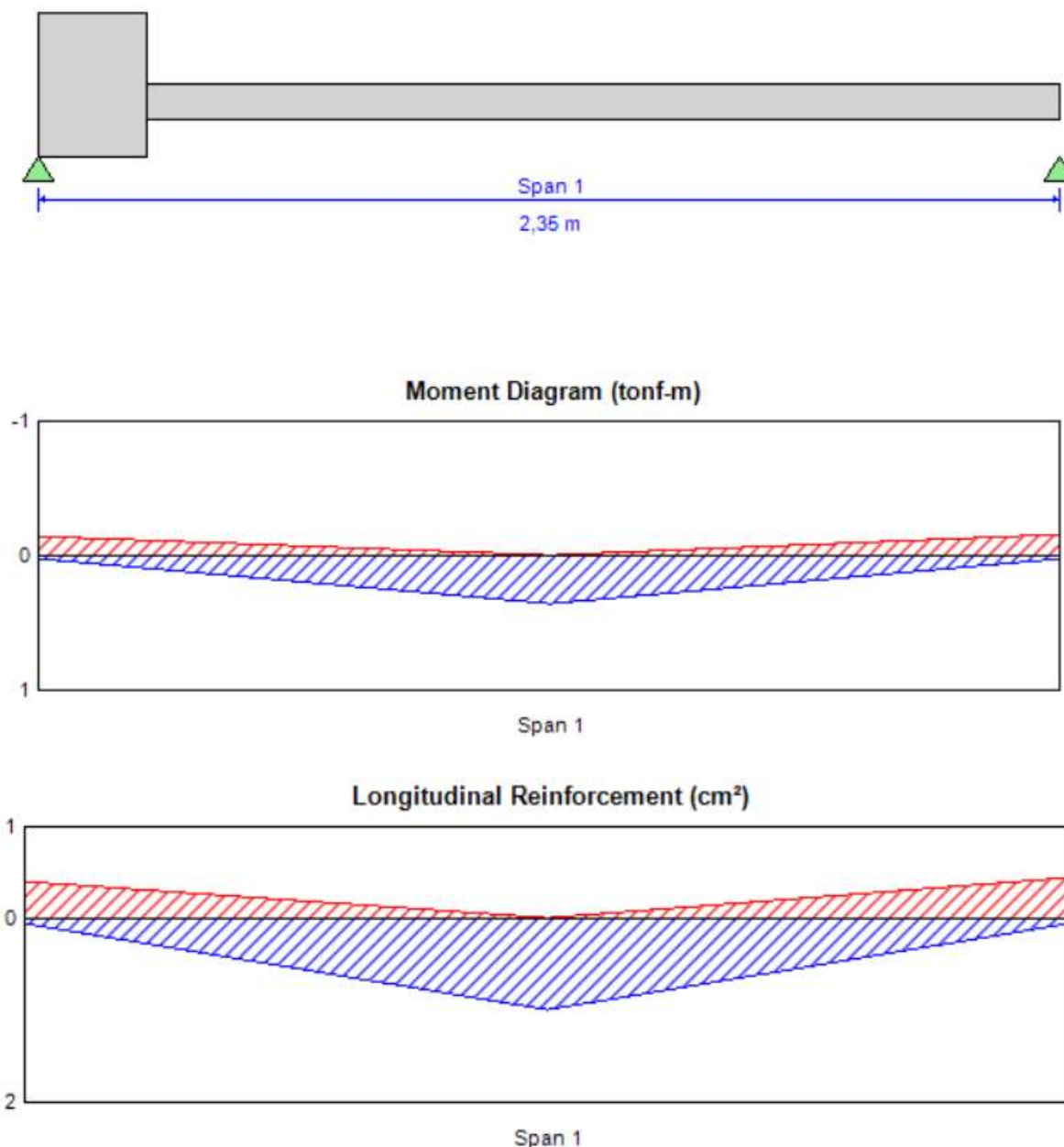


Figura 4.26 Resultado del análisis de una franja de losa de entrepiso, dirección Y, bloque Gradass

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

4.8 CIMENTACIÓN

Las dimensiones del área de la base de una zapata se establecen en base a los valores de capacidad de carga admisible, definidos mediante los principios de mecánica de suelos, para las cargas aplicadas no mayoradas o de servicio, en cualquier combinación de carga (crítica) que controle el diseño. (MIDUVI-CAMICOM, 2015)

Los valores obtenidos de presiones de contacto y la geometría de la zapata sirven para determinar la resistencia de la cimentación requerida por flexión, cortante y desarrollo del refuerzo. Cuando existan cargas excéntricas, dichas cargas pueden causar una distribución variable de la presión de contacto con el suelo *Figura 4.27*.

El momento externo presente en la sección de una zapata corrida o zapata aislada se calcula pasando un plano vertical a través del miembro, y calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre el área del miembro que quede a un lado de dicho plano vertical. Sólo se necesita transmitir a la zapata los momentos que se calculan en la base de la columna. La *Tabla 4.34* indica la localización de la sección crítica para el momento último. (ACI Committee 318, 2014)

Tabla 4.34

Secciones críticas para cimentaciones superficiales

Localización de la sección crítica	Miembro soportado
Cara de la columna o pedestal	Columna o pedestal
Cara del muro	Muro de hormigón

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Las fuerzas de tracción y compresión calculadas para el acero de deben desarrollarse adecuadamente a cada lado de dicha sección. (ACI Committee 336, 2002)

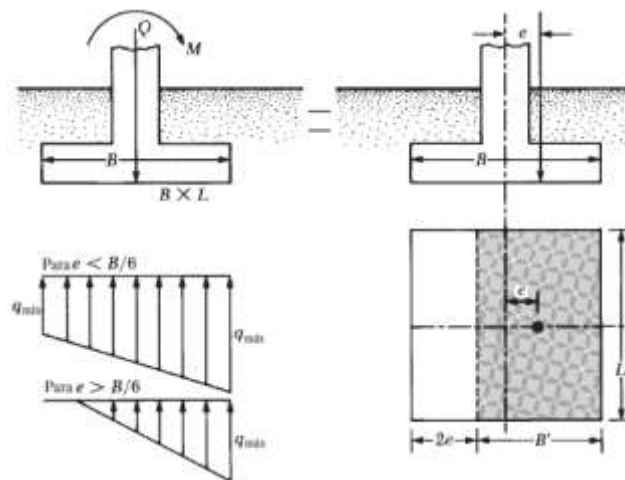


Figura 4.27 Cimentaciones cargadas excéntricamente

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica.
Das, 2013. Figura 16.6

$$q_{\begin{matrix} \text{m} \\\ \text{áx} \\ \text{m} \\\ \text{í} \end{matrix}} = \frac{Q}{BL} \pm \frac{6M}{B^2L} \quad \text{Ecuación 4.71}$$

Dónde:

B, L = dimensiones de la zapata

Q = carga vertical total

M = momento sobre la zapata

4.8.1 ZAPATAS AISLADAS EN DOS DIRECCIONES

En el caso de zapatas cuadradas en dos direcciones, el acero de refuerzo se distribuye uniformemente a lo largo del ancho total de la zapata en cada dirección. Por otro lado en zapatas rectangulares, el refuerzo debe distribuirse uniformemente en todo el ancho de la zapata en la dirección larga mientras que en la dirección corta, una porción del refuerzo total, $\gamma_s A_s$, debe distribuirse uniformemente en una franja de ancho igual a la longitud corta de la zapata, centrada con respecto al eje de la columna. El resto del refuerzo requerido en la dirección corta, $(1 - \gamma_s) A_s$, se distribuye uniformemente en las zonas que queden fuera de la franja central de la zapata.

$$\gamma_s = \frac{2}{(\beta+1)} \quad \text{Ecuación 4.72}$$

β = relación lado largo al lado corto de la zapata.

El estudio de las propiedades físicas y mecánicas del suelo permite determinar la capacidad de carga del terreno. La *Tabla 3.3* muestra los valores de las propiedades del suelo donde se implantará el proyecto:

Peso unitario del suelo

$$\gamma = 1,62 \text{ T/m}^3 = 1.62 \text{ g/cm}^3$$

Cohesión

$$c = 3 \text{ T/m}^3 = 0.3 \text{ kg/cm}^2$$

Ángulo de fricción

$$\phi = 23^\circ$$

$$q_{ult} = cN_c s_c i_c d_c + \gamma D_f N_q s_q i_q d_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma \quad \text{Ecuación 4.73}$$

Dónde:

q_{ult} = capacidad última de carga

N_c , N_q , N_γ , $\tan \phi$ son factores de capacidad de carga y se definen en función del ángulo de fricción (ϕ) del suelo.

Factores de forma:

$$s_c = 1 + \frac{B N_q}{L N_c} \quad \text{Ecuación 4.74}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi \quad \text{Ecuación 4.75}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 * \frac{B}{L} \quad \text{Ecuación 4.76}$$

Factores de profundidad, para $D_f/B \leq 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B} \quad \text{Ecuación 4.77}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$$

Ecuación 4.78

$$d_\gamma = 1$$

Ecuación 4.79

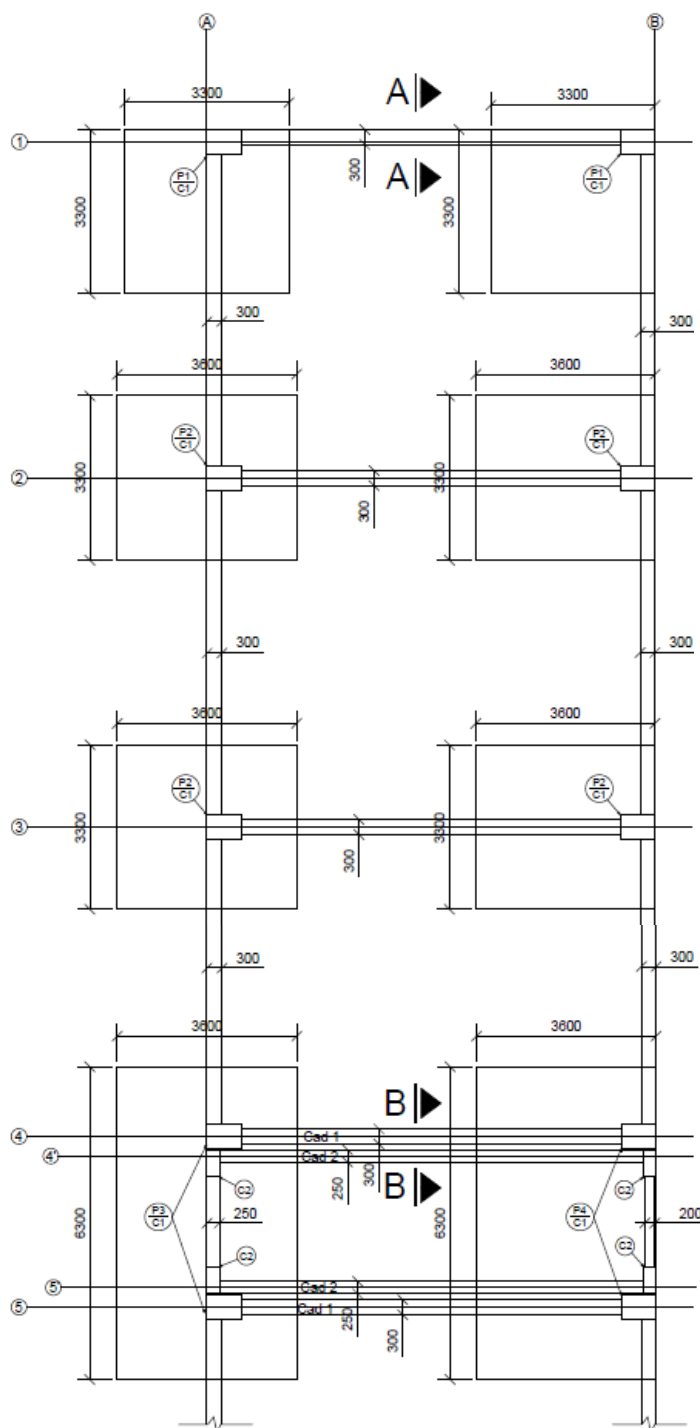
Factores de inclinación: $i = 1.0$ 

Figura 4.28 Distribución y geometría de las zapatas

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

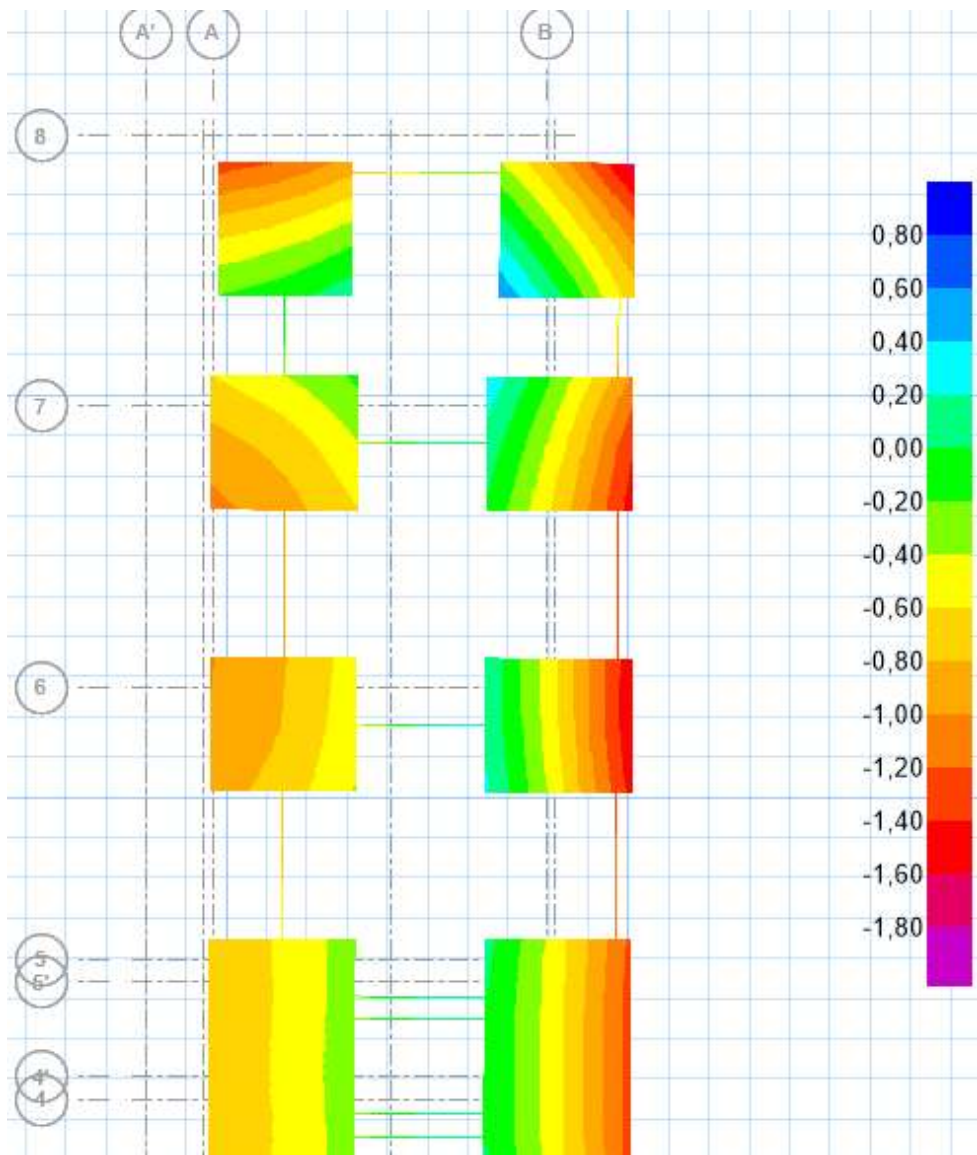


Figura 4.29 Resultado del análisis de la cimentación utilizando el programa SAFE

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Tabla 4.35

Resumen del diseño de zapatas

CUADRO DE PLINTOS						
TIPO DE PLINTO	DIMENSIONES			ARMADURA		NÚMERO
	A(m)	B(m)	H(m)	Lxx	Lyy	
P1	3,30	3,30	0,45	22φ18Mc101@15cm	22φ18Mc101@15cm	4
P2	3,30	3,60	0,45	22φ18Mc101@15cm	24φ18Mc102@15cm	8
P3-P4	6,30	3,60	0,25	43φ12Mc103@15cm	24φ18Mc102@15cm	2

CUADRO DE PLINTOS		
TIPO DE PLINTO	NÚMERO	UBICACIÓN
P1	4	A1,B1,A8,B8
P2	8	A2,B2,A3,B3,A6,B6,A7,B7
P3-P4	2	A4-5,B4-5

HORMIGÓN PLINTOS					
DIMENSIÓN (m)					VOLUMEN (m3)
	#	X	Y	H	
P1	4	3,30	3,30	0,45	19,60
P2	8	3,30	3,60	0,45	42,77
P3-P4	2	6,30	3,60	0,25	11,34
TOTAL					73,71

ACERO EN PLINTOS								
Tipo	Ø mm	Número	Dimensiones			LONG.	LONG.	PESO (Kg)
			a	b	c	Desar. (m)	TOTAL (m)	
C	18	352	3150	250	250	3,65	1284,80	2569,60
C	18	240	3450	250	250	3,95	948,00	1896,00
C	18	86	6150	250	250	6,65	571,90	1143,80
TOTAL							5609,40	

HORMIGÓN CADENAS					
DIMENSIÓN (m)					VOLUMEN (m3)
	#	X	Y	H	
C1	8	7,95	0,30	0,40	7,63
C1	12	6,45	0,30	0,40	7,74
C2	1	2,35	0,25	0,40	0,49
C2	2	7,6	0,25	0,40	1,59
TOTAL					17,45

Tabla 4.35
(Continuación)

HORMIGÓN COLUMNAS					
DIMENSIÓN (m)					VOLUMEN (m3)
TIPO	#	X	Y	H	
C1	10	0,55	0,55	8	24,2
C2	4	0,25	0,55	8	4,4
Total					28,6

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

4.8.2 LOSA DE CIMENTACIÓN DE HORMIGÓN ARMADO

Como se mencionó previamente, si en un proyecto existe la presencia de cargas sustanciales de las columnas y sobre todo si están soportadas sobre suelos blandos o poco uniformes se puede considerar la opción de diseñar una losa de cimentación bajo toda su superficie.

El proceso de diseño conlleva hacer suposiciones respecto a la distribución de presiones de contacto que actúan sobre la cimentación. En el caso de suelos compresibles, se puede suponer que los asentamientos o deformaciones son proporcionales a la presión de contacto. Si las columnas están separadas a distancias regulares y la cimentación es muy rígida, los asentamientos en todos los puntos de la losa se consideran iguales; lo que implica que la presión de contacto es la misma siempre y cuando el centroide de la losa coincida con la resultante de las cargas.

Antes de comenzar con el diseño, se deben conocer las cargas provenientes de la superestructura y la reacción de la subrasante, de esta forma, los momentos y cortantes se determinan mediante estática. Una vez determinados dichos valores se puede diseñar la losa de cimentación como una losa de entrepiso invertida. (ACI Committee 360, 2006)

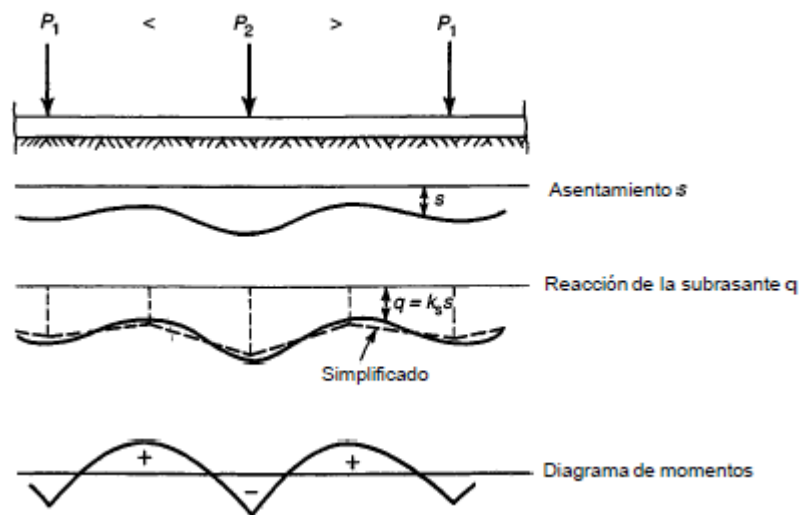


Figura 4.30 Comportamiento de una losa de cimentación

Fuente: Diseño de estructuras de concreto, Nilson, 2010, Figura 16.20

Las cargas en columnas y las propiedades del suelo se muestran a continuación. El estudio de las propiedades físicas y mecánicas del suelo permite determinar la capacidad de carga del terreno. El área inicial de la losa de cimentación es de 9 m. x 45 m.

Peso unitario del suelo

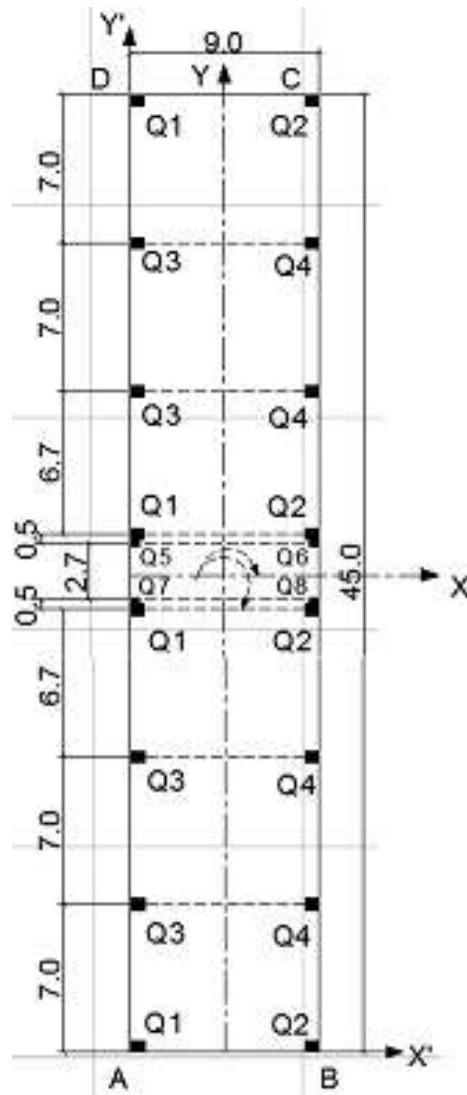
$$\gamma = 1.7 \text{ g/cm}^3 = 1,7 \text{ T/m}^3$$

Cohesión

$$c = 0.5 \text{ kg/cm}^2$$

Ángulo de fricción

$$\phi = 32^\circ$$



Cargas	(T)
Q_1	173.95
Q_2	112.47
Q_3	323.82
Q_4	209.36
Q_5	47.86
Q_6	30.8
Q_7	47.36
Q_8	25.92

Figura 4.31 Ubicación y valores de cargas

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Carga total

$$Q_T = 3430.34 T$$

Momentos resultantes

$$M_y = Q * e_x \quad \text{Ecuación 4.80}$$

$$e_x = x - B/2 \quad \text{Ecuación 4.81}$$

B = ancho de la losa

$$\sum M_A = 0$$

$$x' = \frac{Q_1 * x'_1 + Q_2 * x'_2 + \dots + Q_n * x'_n}{Q_T} \quad \text{Ecuación 4.82}$$

$$x' = \frac{8.65 * [4(112.47 + 209.36) + 30.8 + 25.92]}{3430.34} = 3.4 m$$

Desde el eje Y'

$$e_x = 3.4 - 9/2 = -1.1 m$$

$$M_y = 3430.34 * 1.1 = 3773.37 Tm$$

A la izquierda de Y

$$Q_5 = 47.86 T$$

$$Q_6 = 30.8 T$$

$$Q_7 = 47.36 T$$

$$Q_8 = 25.92 T$$

y'

$$= \frac{(323.82 + 209.36) * (7 + 14 + 31 + 38) + (173.95 + 112.47) * (20.7 + 24.3 + 44.75) + (47.86 + 30.8) * 23.85 + (47.36 + 25.92) * 21.15}{3430.34}$$

$$y' = 22.48 m$$

Desde el eje Y'

$$e_y = y - L/2 \quad \text{Ecuación 4.83}$$

$$e_y = 22.48 - 45/2 = -0.02 \text{ m}$$

Debajo del eje X

$$M_x = Q * e_y \quad \text{Ecuación 4.84}$$

$$M_x = 3430.34 * 0.02 = 68.6 \text{ Tm}$$

El esfuerzo último y el esfuerzo admisible para los valores considerados a continuación, se calcula mediante la *Ecuación 4.72*.

$$B = 9 \text{ m}$$

$$L = 45 \text{ m}$$

$$D_f = 1 \text{ m}$$

$$q_{ult} = cN_c s_c i_c d_c + \gamma D_f N_q s_q i_q d_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma$$

Los factores de capacidad de carga, de forma, de profundidad y de inclinación de la ecuación anterior (*Ecuación 4.73*) se estudiaron en el apartado 4.8.1

$$\sigma = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_x y}{I_x} \pm \frac{M_y x}{I_y} \quad \text{Ecuación 4.85}$$

$$A = B * L$$

$$I_x = B * L^3 / 12 \quad \text{Ecuación 4.86}$$

$$I_y = L * B^3 / 12 \quad \text{Ecuación 4.87}$$

Diseño de franjas

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma_A + \sigma_D}{2} \quad \text{Ecuación 4.88}$$

Reacción del suelo

$$R = \bar{\sigma} * B_1 * L \quad \text{Ecuación 4.89}$$

$$\bar{Q} = \frac{R + Q_f}{2} \quad \text{Ecuación 4.90}$$

$Q_f = \Sigma Q$ en la franja

$$\bar{\sigma}_{modif} = \bar{\sigma} * \frac{\bar{Q}}{R} \quad \text{Ecuación 4.91}$$

$$Q' = Q * f \quad \text{Ecuación 4.92}$$

Dónde

$$f = \frac{\bar{Q}}{Q_f} \quad \text{Ecuación 4.93}$$

Para el caso de suelos granulares, la capacidad de carga admisible para losas se determina a partir de los valores del ensayo de resistencia a la penetración estándar (SPT). Para cimentaciones superficiales se tiene:

Para $B > 1.22 \text{ m}$

$$q_{adm(neta)}(KN/m^2) = 11,98 * N_{cor} * \left(\frac{3.28B+1}{3.28B}\right)^2 F_d \left(\frac{S_e[mm]}{25}\right) \quad \text{Ecuación 4.94}$$

Dónde:

N_{cor} = número de penetración estándar corregida

$F_d = 1 + 0.33 * (D_f/B) \leq 1.33$ factor de profundidad

S_e = asentamiento máximo de la losa (25 mm)

Cuando el ancho B es grande, se supone: $3.28B + 1 \approx 3.28B$ y $F_d = 1$, por lo tanto:

$$q_{adm(neta)}(KN/m^2) = 11,98 * N_{cor} * \left(1 + 0.33 \frac{D_f}{B}\right) \left(\frac{S_e[mm]}{25}\right)$$

$$q_{adm(neta)}(KN/m^2) = 11,98 * N_{cor} * \left(1 + 0.33 \frac{1}{10}\right) \left(\frac{25}{25}\right)$$

$$q_{adm(neta)}(KN/m^2) = 12.38 * N_{cor} \quad \text{Ecuación 4.95}$$

$$N_{cor} = C_N N_F \quad \text{Ecuación 4.96}$$

El cálculo de los valores de corrección C_N varía según los autores. Se han considerado principalmente las ecuaciones de: Liao y Whitman (1986) y Skempton (1986) de donde se obtiene: $C_N = 1.022$

Del apartado 3.1.5

$$N_F = 40$$

Resolviendo:

$$N_{cor} = 1.022 * 40 = 41$$

$$q_{adm (neta)} = 12.38 * 41 = 507 (kN/m^2) = 52 (T/m^2)$$

Capacidad de carga última neta

$$q_{neta (u)} = q_{ult} - q$$

$$q_{neta (u)} = q_{ult} - \gamma D_f$$

$$q_{neta (u)} = 137.16 - 1.6 * 1 = 135.56 T/m^2$$

$$q = \frac{Q}{A} - \gamma D_f \quad \text{Ecuación 4.97}$$

Dónde:

q = presión neta promedio aplicada sobre el suelo

Q = carga viva y permanente

A = área de la losa

γ = peso específico del suelo

D_f = profundidad de empotramiento

$$q = \frac{3430.34}{10 * 45} - 1.6 * 1.0 = 6.02 T/m^2$$

$$FS = \frac{Q_{ult}}{Q} \quad \text{Ecuación 4.98}$$

$$FS = 3$$

CAPÍTULO V

5 LOSA DE CIMENTACIÓN POSTENSADA

5.1 REQUISITOS DE DISEÑO

Se deben cumplir los mismos requisitos que para losas de hormigón armado.

Las losas preesforzadas deben clasificarse como Clase U, T o C como se mencionó anteriormente, de acuerdo con el apartado 24.5.2 del código ACI 318.

En las losas preesforzadas, los esfuerzos inmediatamente después de transferencia carga y bajo cargas de servicio no deben exceder los esfuerzos admisibles de los materiales. Además, debe tenerse en cuenta los efectos de las reacciones inducidas por el preesfuerzo.

En el diseño se debe considerar la adición de refuerzo continuo en cada dirección y en ambas caras de la losa, para controlar la fisuración debida a variaciones de temperatura y para interceptar con refuerzo a tracción posibles grietas de cortante debido al punzonamiento, (ACI Committee 318, 2014)

5.2 DISEÑO DE LA LOSA DE HORMIGÓN POSTENSADO

La losa que se va a diseñar cumple con la relación lado largo a lado corto mayor que 2, por lo que el comportamiento de dicho elemento debido a las cargas es unidireccional. (PTI, 2006)

Se asume un valor inicial de espesor de la losa de $h = 20 \text{ cm} = 0.20 \text{ m}$, de acuerdo con las recomendaciones constructivas del PTI 2006.

Datos:

$$f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$w_u = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$D = w_u * h$$

$$D = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0.25 \text{ m} = 600 \text{ kg/cm}^2$$

5.2.1 PANDEO MÁXIMO DEL TENDÓN

Para el cálculo de la trayectoria del tendón, a , es necesario conocer los requisitos de recubrimiento especificados para elementos preesforzados en

función del tipo de elemento y su nivel de exposición. La Tabla 20.6.1.3.2 del código ACI 318-14 establece que el recubrimiento del refuerzo de elementos contruidos contra el suelo y que se encuentren en permanente contacto con él, sea de 7,5 cm. Por lo tanto:

$$a = 17.5 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 14.5 \text{ cm}$$

5.2.2 CARGA BALANCEADA

Para el tramo de 8.3 m (sentido X)

$$w_b = 0.6 * D = 0.6 * 600 \text{ kg/cm}^2 = 360 \text{ kg/cm}^2 = 0.36 \text{ T/m}^2$$

Estimación inicial de la fuerza de preesfuerzo requerida

$$F_e = \frac{w_b L^2}{8a} \quad \text{Ecuación 5.1}$$

$$F_e = \frac{0.36 \text{ T/m}^2 (8.3 \text{ m})^2}{8 * 0.145 \text{ m}} = 21.4 \text{ T}$$

Las propiedades de los torones de preesfuerzo son las siguientes:

- Torones de preesfuerzo recubiertos (engrasados y plastificados)
- Diámetro 12.7 mm
- Tracción mínima a la ruptura 19112 kgf
- Área 100 mm²
- Fuerza efectiva por tendón

$$f_{se} = A_{\text{tendón}} * (0.7 * f_{pu} - \text{Pérdidas a largo plazo}) \quad \text{Ecuación 5.2}$$

$$f_{se} = 1 * 10^{-4} \text{ m}^2 * (0.7 * 191120 \text{ T/m}^2 - 9556 \text{ T/m}^2) = 12.4 \text{ T}$$

Para el lado de 6.75 m

$$\# \text{ tendones} = L * \frac{F_e}{F_{\text{efectiva}}} = 6.75 \text{ m} * \frac{21.4 \text{ T}}{12.4 \text{ T}} = 12 \text{ tendones}$$

Fuerza de preesfuerzo real

$$F_e = 12 * 12.4 \text{ T} / (6.75 \text{ m}) = 22 \text{ T/m}$$

$$F/A = \frac{F_e}{h} = 22 \text{ T} * \frac{1}{0.25 \text{ m}} = 88 \text{ T/m}^2$$

Carga balanceada real

$$w_b = \frac{8F_e a}{L^2} = \frac{8 * 22 \text{ T/m} * 0.145 \text{ m}}{(8.3 \text{ m})^2} = 0.37 \text{ T/m}^2$$

Ajuste del perfil del tendón en los tramos adyacentes

$$a = \frac{w_b L^2}{8 * F_e} = \frac{0.37 \text{ T/m}^2 L^2}{8 * 22 \text{ T/m}} = 2.1 * 10^{-3} L^2$$

L medida en sentido x

Chequeo de esfuerzos (las siguientes ecuaciones han sido estudiadas en el apartado 2.6.3)

$$f = -\frac{F}{A} \pm \frac{M_{net}}{S}$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 * 25^2}{6} = 10416.7 \text{ cm}^3$$

$$f_{top} = -\frac{F}{A} + \frac{M_{cargas \text{ de servicio}}}{S} - \frac{M_{cargas \text{ balanceadas}}}{S}$$

$$f_{top} = -\frac{22000 \text{ kg}}{25 * 100} + \frac{2458000}{10416.7} - \frac{137000}{10416.7} = 214 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{bot} = -\frac{F}{A} - \frac{M_{cargas \text{ de servicio}}}{S} + \frac{M_{cargas \text{ balanceadas}}}{S}$$

$$f_{bot} = -\frac{22000 \text{ kg}}{25 * 100} - \frac{2458000}{10416.7} + \frac{137000}{10416.7} = -231.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{top} \wedge f_{bot} < \text{valores límite del código}$$

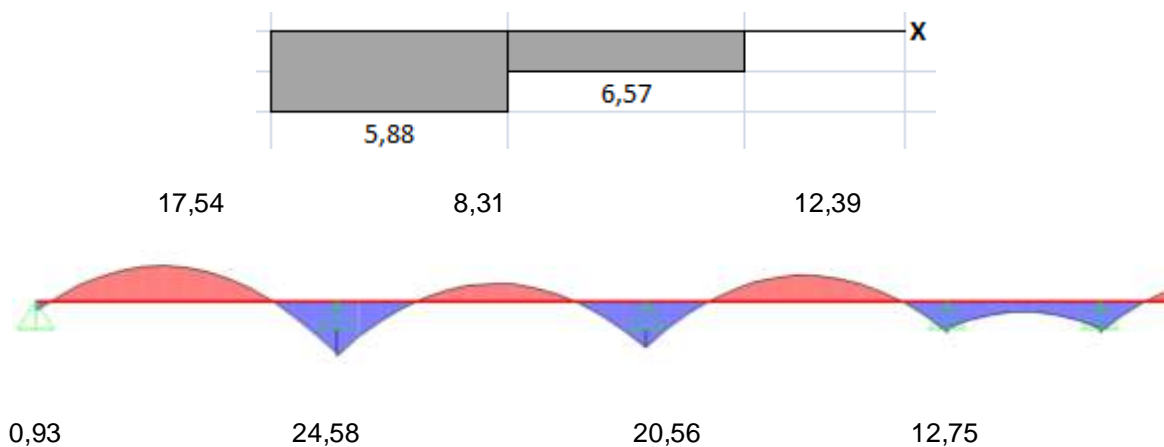
Compresión permitida

$$\leq 0.45 * f'_c = 0.45 * 300 = 135 \text{ kg/cm}^2$$

Tensión permitida (Losas)

$$f_t \leq 1.6 \sqrt{f'_c} = 1.6 \sqrt{300} = 27.7 \text{ kg/cm}^2$$

Diseño ante cargas de servicio:

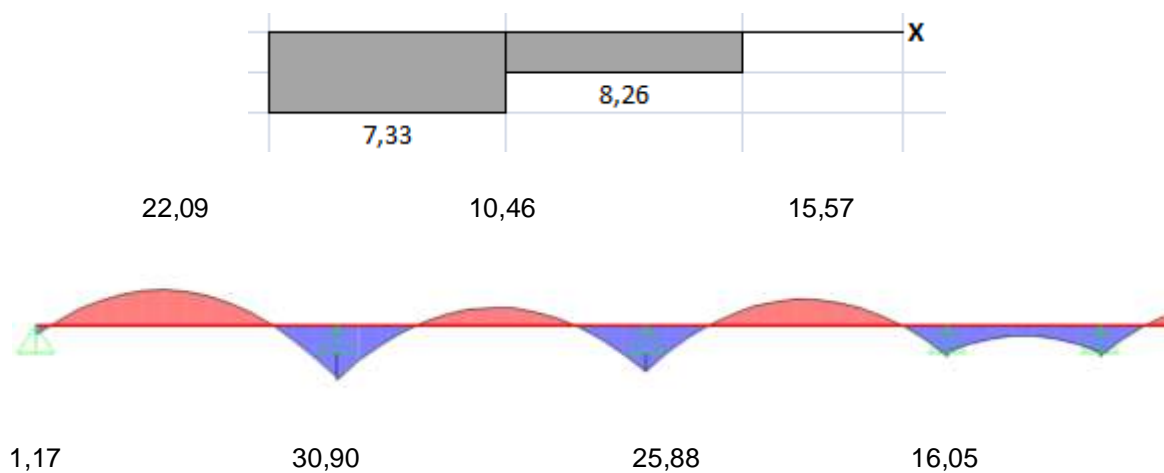


Las cargas están en T/m

Figura 5.1 Momentos debido a cargas de servicio en franja central de la losa

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Diseño ante cargas de últimas



Las cargas están en T/m

Figura 5.2 Momentos debido a cargas últimas en franja central de la losa

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

El preesforzado de la losa de cimentación para cargas concentradas aplicadas en diferentes áreas se calcula como sigue:

Tabla 5.1

Datos de diseño de la losa postensada

Área de la losa			Espesor de la losa		
B	9	m	h	0,25	m
L	45	m	Carga de la losa		
Columnas			D	0,43	T/m2
0,5	0,7	m			
0,25	0,5	m			

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

$$k = 1.47 \text{ kg/cm}^3 = 14.4 \text{ MN/m}^3$$

$$f_{cu} = 300 \text{ kg/cm}^2 = 29.4 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t90} = 0.432(f_{cu})^{2/3} = 0.432(29.4)^{2/3} = 4.12 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Ecuación 5.3}$$

$$E_c = 22,8 \text{ kN/mm}^2$$

$$r = 17,087[E_c D^3/k]^{0.25} = 17,087[22,8 * 350^3/14.4]^{0.25} \quad \text{Ecuación 5.4}$$

$$r = 1210 \text{ mm}$$

Carga concentrada

$$P = 2505.1 \text{ kN}$$

$$D = 350 \text{ mm}$$

$$a = (600 * 750/\pi)^{0.5} = 379 \text{ mm}$$

a = radio del área de contacto

Los valores máximos de esfuerzo en la losa en un punto interior, en un borde y cerca de una esquina, se calculan mediante las siguientes expresiones. Los esfuerzos en el interior y en el borde están, como máximo, directamente bajo la carga y producen tensión en la parte inferior de la losa mientras el esfuerzo

debido a una carga de esquina está a una distancia máxima de la esquina y tienen tensión en la superficie superior. (Khan & Williams, 1995)

$$\sigma_i = 1000(P/D^2)[1.264 \log(r/a) + 0.3379] \quad \text{Ecuación 5.5}$$

σ_i = esfuerzo N/mm^2 bajo una carga interior, lejos de los bordes

Usando un valor de $\mu = 1.5$

$$P_{av} = 0.018L$$

$$P_{av} = 0.018 * 45 \text{ m} = 0.81 \text{ N/mm}^2$$

μ = coeficiente de fricción entre la losa y el suelo

P_{av} = esfuerzo promedio requerido por fricción de arrastre

El preesfuerzo total requerido se calcula como sigue:

$$\sigma_i + P_{av} - f_{t90} \quad \text{Ecuación 5.6}$$

De donde se obtiene una fuerza por tendón de 187.3 kN

5.3 MEMORIA DE CALCULO ADAPT BUILDER V 2015

En los siguientes numerales se van a describir y detallar los criterios de diseño, materiales, consideraciones, concepción estructural, análisis y diseño de elementos de hormigón postensado mediante el programa ADAPT BUILDER V 2015. El objetivo es establecer la metodología de cálculo necesaria para el caso de estudio de la Losa de Cimentación Postensada de un edificio de cuatro plantas.

5.3.1 NORMAS Y REFERENCIAS

Los documentos normativos que se enumeran a continuación son las principales referencias utilizadas para el estudio de la losa.

- NEC 15, Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-SE:CG: Peligro Sísmico.
- NEC 15, Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado.
- ASCE 7-10 American Society of Civil Engineers.

- ACI 318-14, Building Code Requirements for Structural Concrete.
- ACI 2011/IBC 2012 ADAPT BUILDER V 2015
- ASTM A416 ASTM A886, ASTM A910, EN 10138, PTI Post- Tensioning Institute.

5.3.2 HORMIGÓN

La resistencia mínima especificada a la compresión del hormigón que será utilizado en miembros postensados, es de 28 MPa. El módulo de elasticidad de 26596 MPa, se calcula mediante la *Ecuación 3.1* y el módulo de Poisson es de 0,20. *Figura 5.3*

Figura 5.3 Definición del material hormigón

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: Programa ADAPT BUILDER, 2015.

5.3.3 ACERO DE REFUERZO

El acero de refuerzo adicional empleado para el hormigón es de tipo corrugado (con resaltes), tiene un grado ASTM A615M Gr. 60 y una tensión especificada a la fluencia de $f_y = 420$ Mpa. *Figura 5.4*

Material	Label	fy	Es	Unit price
Acero Refuerzo	Acero Refuerzo	420.00 MPa	200000 MPa	3.5 Euro/kg

Figura 5.4 Definición del material acero de refuerzo

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: Programa ADAPT BUILDER, 2015.

5.3.4 TENDÓN

El tendón a utilizar posee un área mínima de 98 mm², corresponde a un sistema de postensado no adherido, sus propiedades están en base a las normas ASTM A416 ASTM A886, ASTM A910, EN 10138, PTI Post- Tensioning Institute.

Post-Tensioning system	Area of tendon (one or more strands)	Ultimate strength of tendon (fpu)	Effective (long-term) stress (fse)
Unbonded	98 mm2	1860.00 MPa	1200.00 MPa

Figura 5.5 Definición del material de los tendones

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: Programa ADAPT BUILDER, 2015.

5.3.5 SUELO

De acuerdo a las condiciones del suelo de zona donde se ubicará el proyecto, se ha obtenido una capacidad portante admisible del suelo de 15 T/m², que será el valor utilizado para el cálculo.

5.3.6 CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL

Para el proyecto objeto de análisis, se establece un esquema estructural en base a la arquitectura y distribución provista. El sistema en general se fundamenta una losa de cimentación postensada concebida en tres paños. La resistencia del hormigón utilizado es de $f'c$ de 300 Kg/cm² o 30 Mpa como se especifica en el programa. *Figura 5.6*

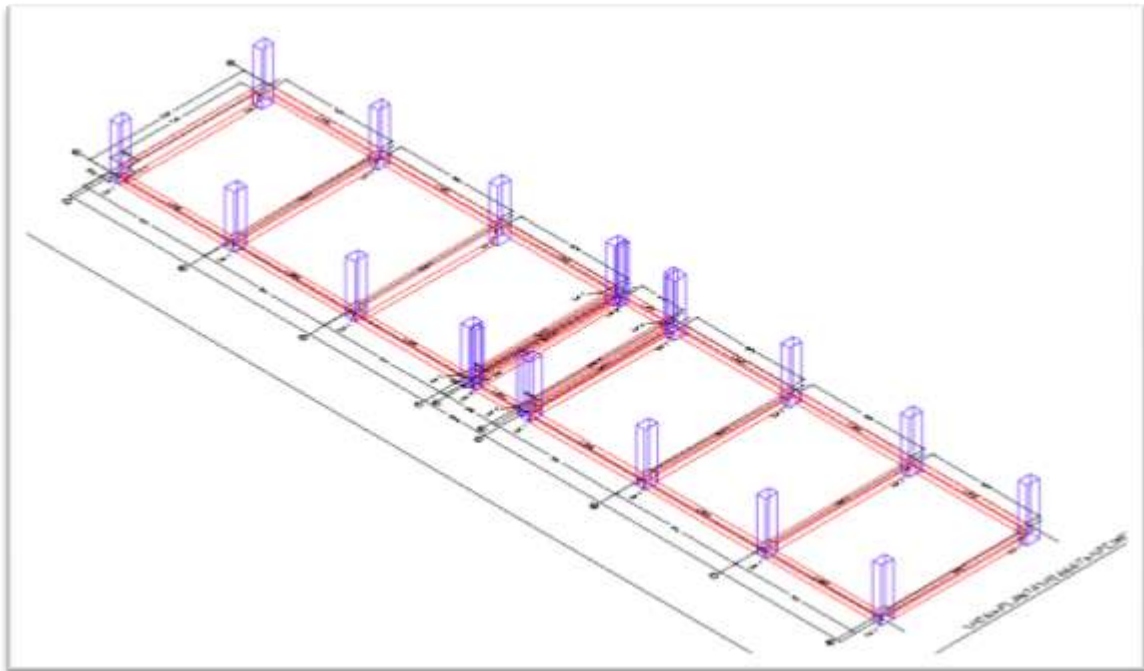


Figura 5.6 Concepción estructural

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: Programa ADAPT BUILDER, 2015.

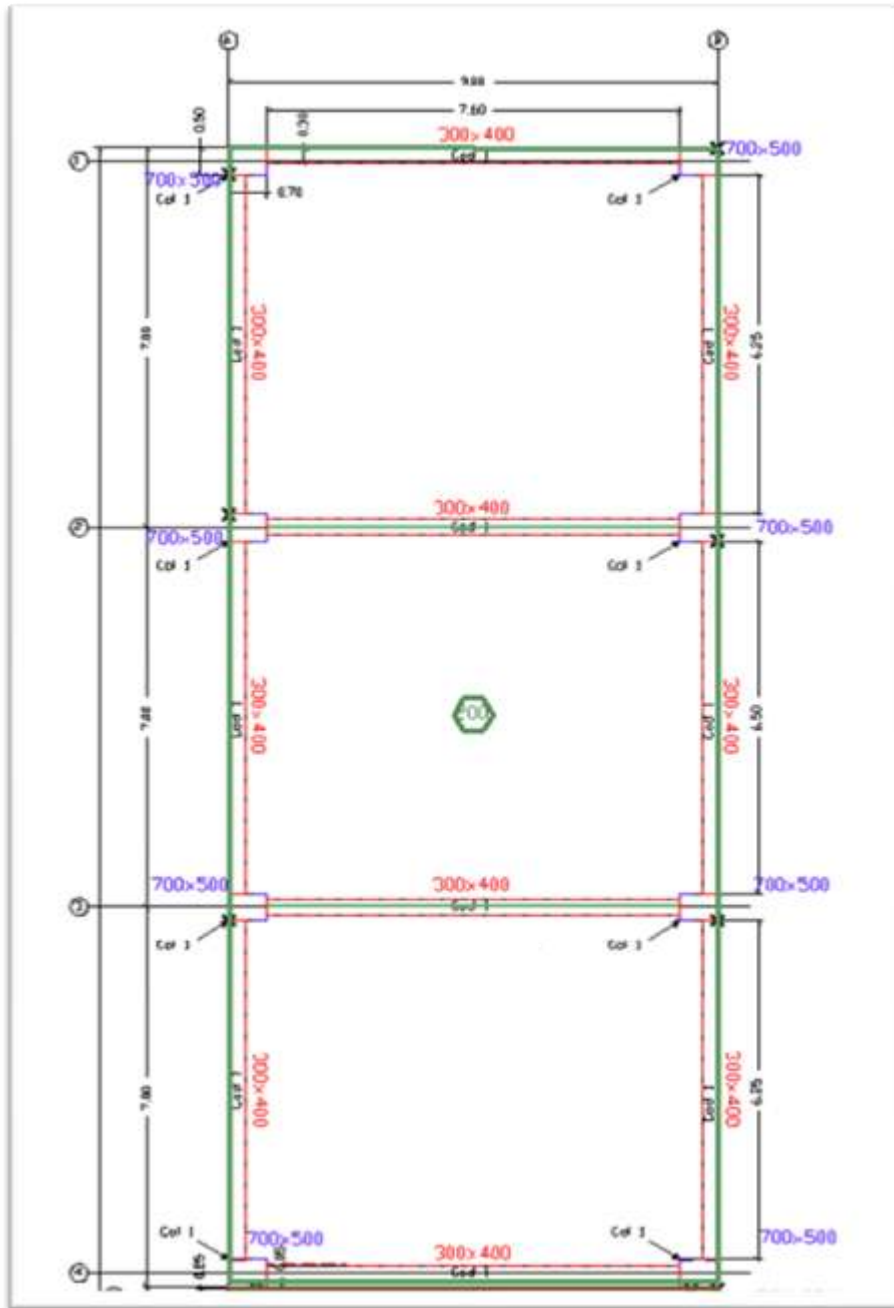


Figura 5.7 Concepción estructural, disposición en planta

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: Programa ADAPT BUILDER, 2015.

A continuación, se presentan las secciones de columnas, vigas y losa de cimentación utilizadas en el modelo matemático del proyecto.

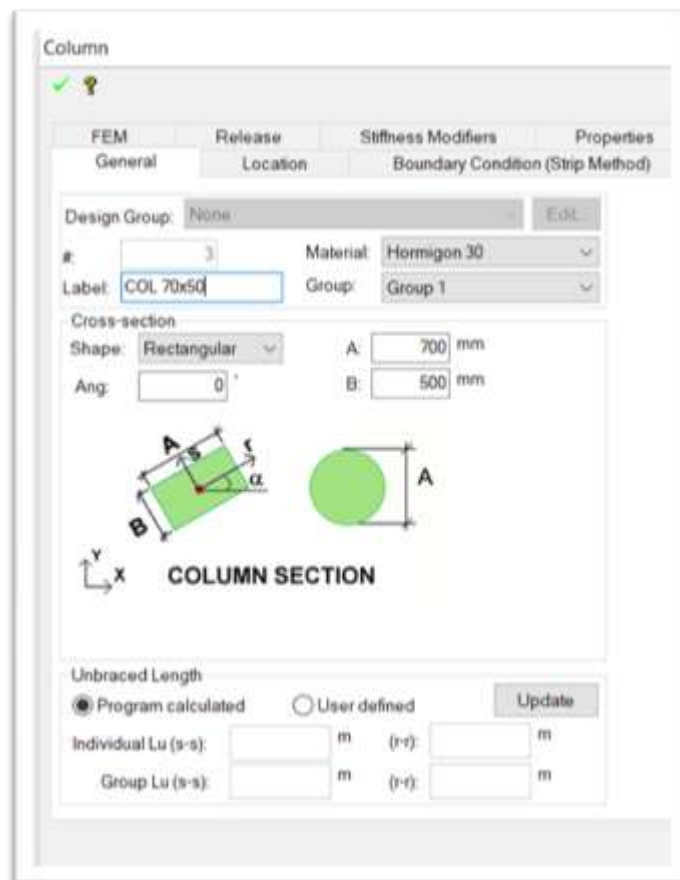


Figura 5.8 Columnas de 70X50 cm, bloque Aulas

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: Programa ADAPT BUILDER, 2015.

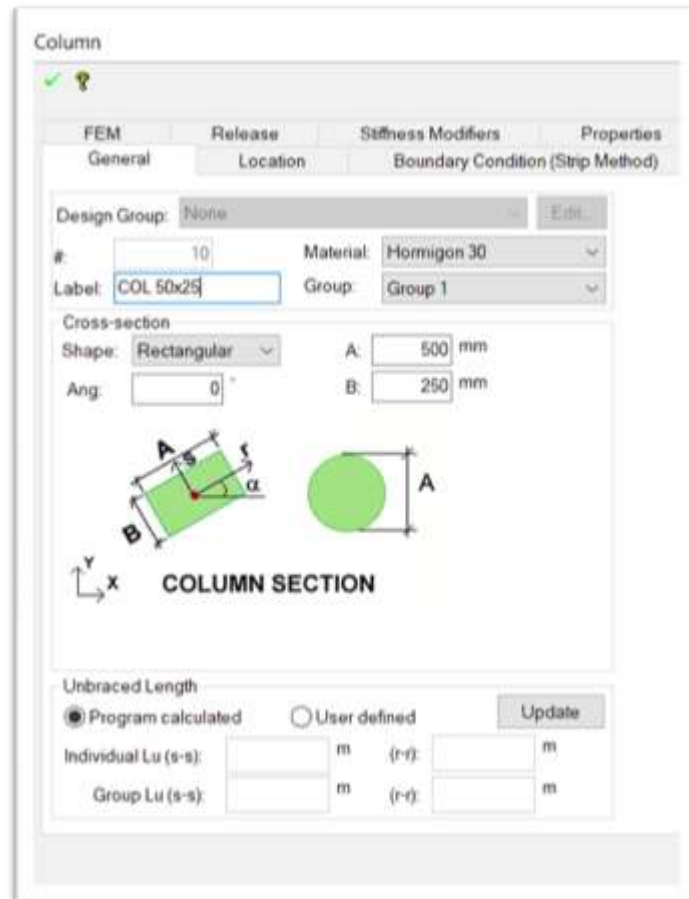


Figura 5.9 Columnas de 55X25 cm ubicadas en las gradas

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: Programa ADAPT BUILDER, 2015.

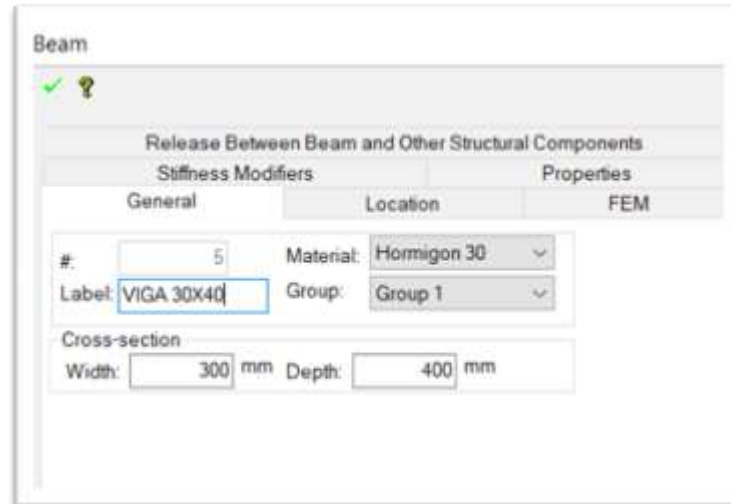


Figura 5.10 Vigas que forman parte de la losa de cimentación

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: Programa ADAPT BUILDER, 2015.

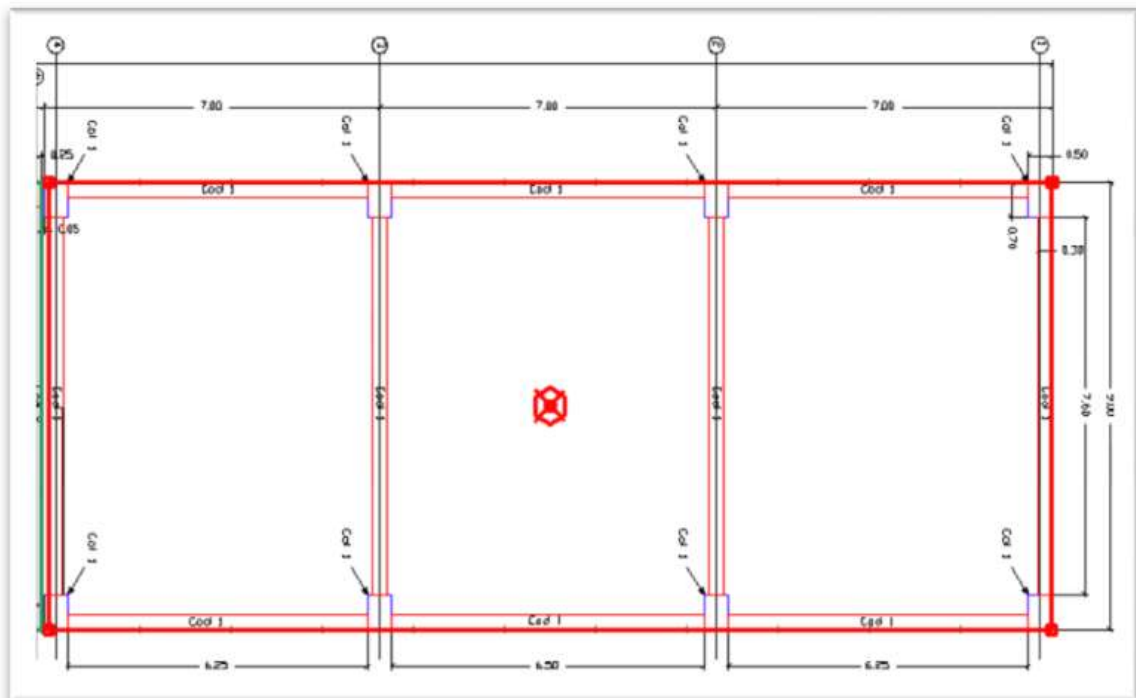


Figura 5.11 Paño de losa de cimentación

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: Programa ADAPT BUILDER, 2015.

5.3.7 HIPOTESIS DE CARGA

5.3.7.1 Carga muerta

Las sobrecargas de las edificaciones corresponden principalmente a la presencia de: acabados, masillados, mampostería, instalaciones, etc. Adicionalmente se incluye el peso propio de la estructura como carga permanente. En el programa se deben ingresar las unidades KN/m^2 para lo cual se han realizado la transformaciones respectivas antes de ingresar los datos pertinentes. *Figura 5.12*

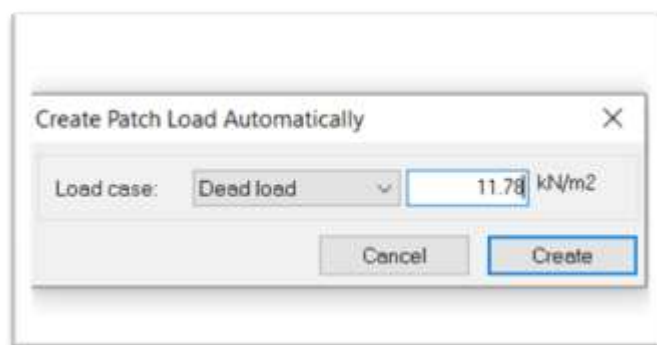


Figura 5.12 Paño de losa de cimentación

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: Programa ADAPT BUILDER, 2015.

5.3.7.2 Carga viva

Para el proyecto de estudio se ha considerado el servicio a utilizar como aulas escolares. *Figura 5.13*

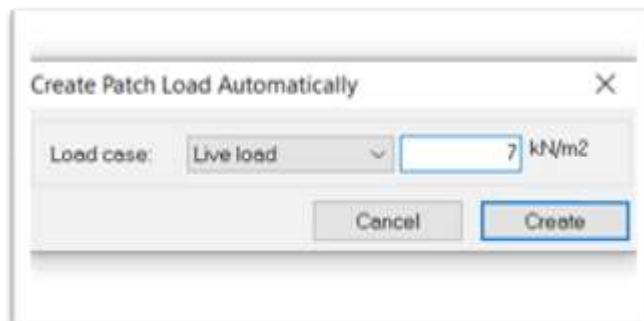


Figura 5.13 Carga viva

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: Programa ADAPT BUILDER, 2015.

5.3.7.3 Combinaciones de carga

Las combinaciones para el diseño por última resistencia provienen de la norma ACI 2011/IBC 2012 integradas en el programa ADAPT BUILDER V 2015. Figura 5.13.1

Label	Analysis/Design option	Load Combination	Selfweight	Dead lo.	Live lo.	Prestress.	Hyperm.	Service/Tot
Service(Total Load)	SERVICE TOTAL LOAD	Self + Dead + Live + Pres	1	1	1			
Service(Sustained Load)	SERVICE SUSTAINED LOAD	Self + Dead + 0.3 x Live + Pres	1	1	0.3			
Strength(Dead and Live)	STRENGTH	1.2 x Self + 1.2 x Dead + 1.6 x Live + Hype	1.2	1.2	1.6		1	
Strength(Dead Load Only)	STRENGTH	1.4 x Self + 1.4 x Dead + Hype	1.4	1.4			1	
Initial	INITIAL	Self + 1.15 x Pres	1			1.15		

Figura 5.14 Combinaciones de carga

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: Programa ADAPT BUILDER, 2015.

5.3.8 PROGRAMA DE CÁLCULO

El programa de cálculo utilizado para el análisis es ADAPT BUILDER V 2015, a continuación, se presenta una breve reseña del Programa.

ADAPT BUILDER es un programa que considera elementos en tres dimensiones, está orientado al análisis y diseño de diversos elementos de hormigón postensado. Proporciona una gran capacidad de cálculo en estructuras complejas.

En el presente proyecto el sistema estructural está sometido a fuerzas de preesfuerzo a través de anclajes que se ubican en los extremos. El proceso de modelación es iterativo, por lo que los modelos finales son el producto de un sinnúmero de pruebas, cambios y añadiduras.

5.3.9 RESULTADOS

A continuación, se muestran los resultados de análisis del modelo descrito. Se tomará el proceso descrito anteriormente en base al programa ADAPT BUILDER V

2015. Existen versiones anteriores y superiores las cuales cambian en parte los resultados y ciertos criterios normativos propios de cada programa. A su vez los resultados: económico y matemático son el resultado de los datos ingresados al programa luego de ciertos cambios hechos de acuerdo a consultas realizadas.

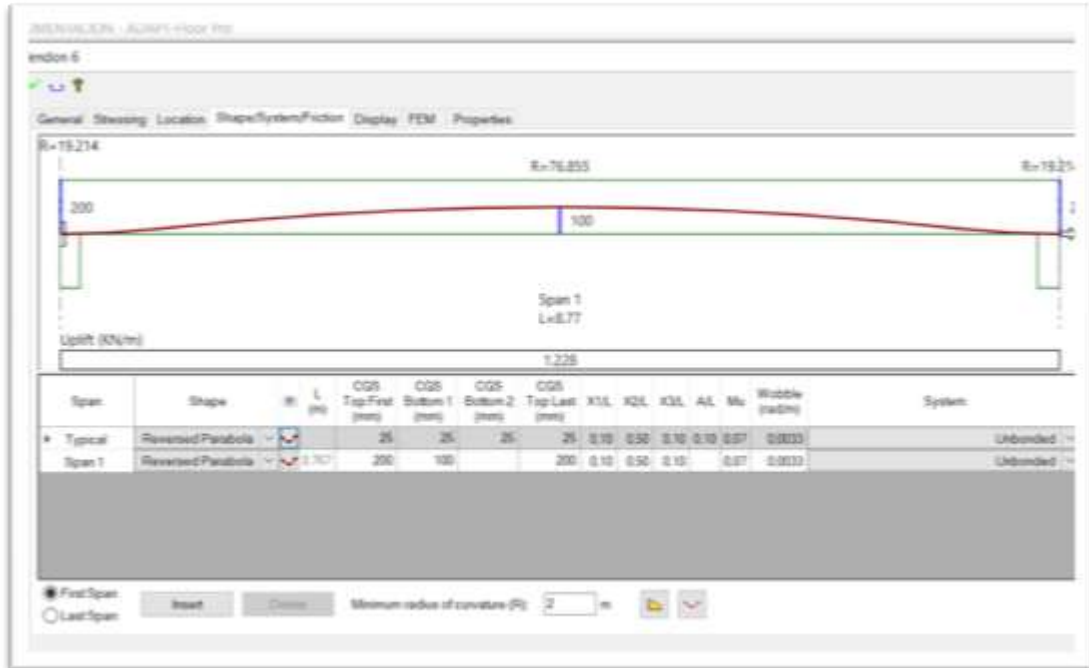


Figura 5.15 Distribución de los cables

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: Programa ADAPT BUILDER, 2015.

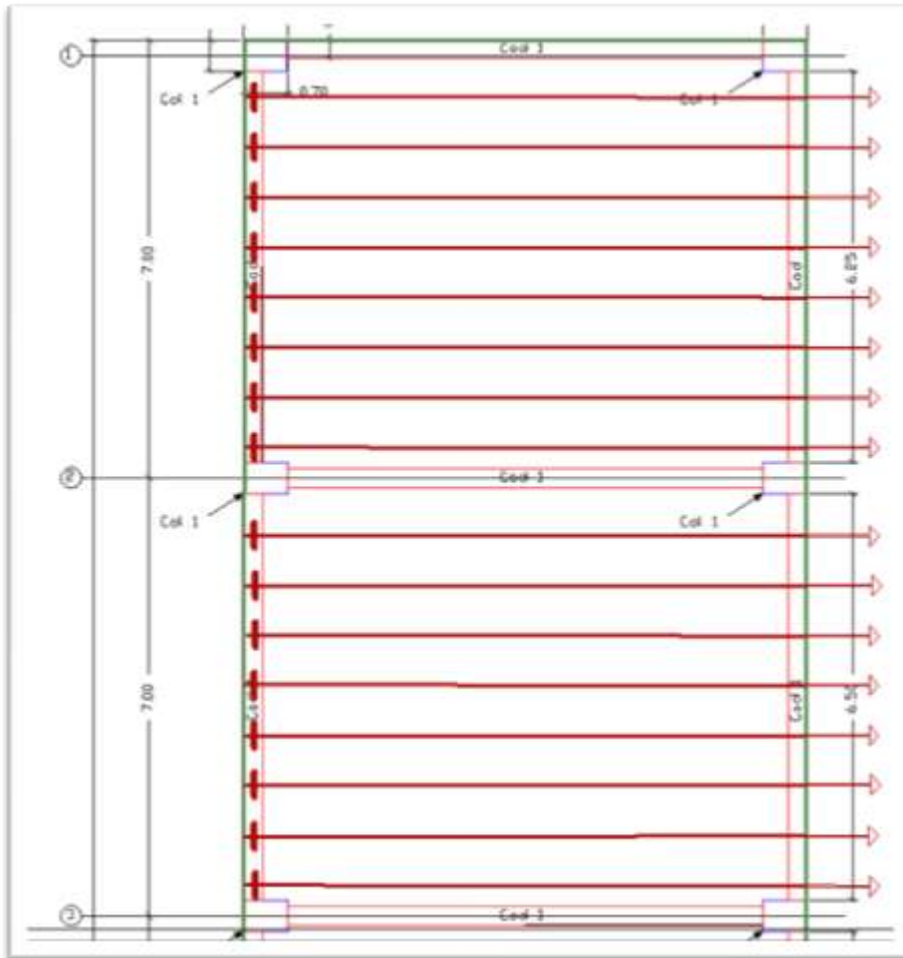


Figura 5.16 Anclajes pasivos y activos de los cables a postensar. Refuerzo inferior

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: Programa ADAPT BUILDER, 2015.

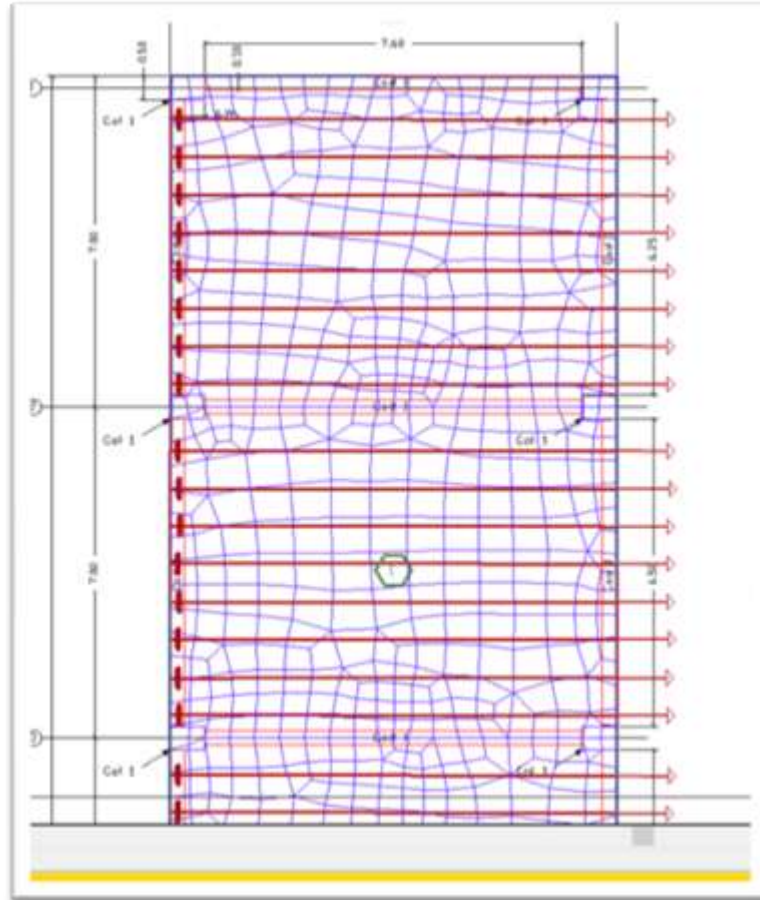


Figura 5.17 Asentamiento y deflexión de la losa

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: Programa ADAPT BUILDER, 2015.

5.3.9.1 Reporte de cuantía-costo, programa ADAPT

El programa ADAPT genera resultados, en cuanto a costos, en unidades de precios de EUROS, sin embargo, el resultado a evaluar se hace en DÓLARES con la respectiva transformación.

A considerar Tasa de Cambio 1 DÓLAR equivale 1,20 EUROS.

Tabla 5.2*Cuántía y costo*

Concrete Summary

Material	Unit Price	Quantity	Total Price
	Euro/m3	m3	Euro
Hormigón 28	120.00	29.71	3564.80

Total, precio Hormigón 28 MPa 2971 Dólares.

Mild Steel Summary

Material	Unit Price	Quantity	Total Price
	Euro/kg	kg	Euro
MildSteel 1	5.00	1157.61	5788.03

Acero de refuerzo AGr 60 4823 Dólares.

Prestressing Summary

Material	Unit Price	Quantity	Total Price
	Euro/kg	kg	Euro
Prestressing 1	12.00	348.64	4183.67

Cables de Postensado, accesorios y equipo de montaje 3486 Dólares.

Costo aproximado losa de cimentación en programa

11280 Dólares americanos.

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

Fuente: Programa ADAPT BUILDER, 2015.

Tabla 5.3

Tabla resumen de cantidades de obra y costos de los sistemas propuestos

TABLA COMPARATIVA					
Descripción	Volúmenes de obra m3	Hormigón Costo (\$)	Acero costo (\$)	Cables postensado costo (\$)	Total Precio (\$)
Losa de Cimentacion HA	168	7000	7000	0	14000
Losa de Cimentacion Postensada	70	2971	4823	3486	11280
Losa de Cimentacion Zapatas aisladas	140	6500	6000	0	12500

Realizado por: Pedro Almache, Roberto Caicedo

CAPÍTULO VI

6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- Las diferentes partes de la superestructura que soporta la cimentación cumplen con los requisitos presentes en la Norma Ecuatoriana de la Construcción capítulo: Peligro Sísmico. El estudio contempla que las cargas estarán distribuidas de acuerdo a varias combinaciones de vanos (desde 2,35 m hasta 8,3 m)
- El cambio de un sistema de cimentación de hormigón armado a uno de losa de cimentación postensada no incide en el comportamiento estructural del edificio ante cargas laterales.
- Los modelos aproximados de cálculo, utilizando los programas de estudio, que para este caso fueron: ADAPT BUILDER V 2015, ETABS V 2018 y SAP 2000 no sustentan información amplia sobre el tema de postensado, el cual es un tema de estudio muy amplio y a su vez un método constructivo poco utilizado en nuestro País. La Complejidad y el manejo de los paquetes computacionales que relacionan este sistema van a la par con la destreza del personal técnico calificado para su ejecución.
- El sistema de Postensado empleado es un sistema no adherido “UNBONDED”, en estos casos el hormigón de alta resistencia (30 MPa) está listo para ser sometido a los esfuerzos externos, transmitidos por medio de anclajes de extremo con ayuda del equipo especial, alrededor del tercer día posterior a la fundición. El tensado debe realizarse considerando la ramificación y la distribución de los tendones indicadas en el plano.
- El nivel tensión de preesforzado del sistema de losa de cimentación postensada será del 75%, este sistema ofrece una alta durabilidad excediendo el doble de la de los sistemas de hormigón armado convencionales, lo que permite que la estructura prevalezca en el tiempo, siempre y cuando conserve sus condiciones iniciales.
- Las losas de cimentación de hormigón armado poseen ciertas características constructivas dependiendo del modelo y tipo de suelo, en

nuestro caso hemos considerado para nuestra losa de cimentación postensada una losa flexible para que interactúe de mejor manera con el suelo y las cargas previstas tanto de la superficie como de la estructura estén acorde a lo estudiado. El sistema de losas de cimentación de espesor uniforme ofrece ventajas económicas al momento de construir y presenta secciones más pequeñas.

- Las ventajas del sistema de losas de cimentación postensadas varían en función de factores como: el diseño arquitectónico (disposición de elementos, longitud de vanos), el uso, las cargas aplicadas y el tipo de suelo.
- El resultado del análisis comparativo considerando el sistema cimentación de hormigón armado y la losa de cimentación postensada, indica que la losa preesforzada posee un peralte muy reducido y por ende su armado es de menor envergadura, lo que conduce a tener un ahorro considerable en cuanto a costos directos de alrededor del 10% empleando el sistema postensado.
- De acuerdo con investigaciones realizadas, la implementación de hormigón postensado en nuestro medio brinda también ventajas en cuanto a la reducción del tiempo de ejecución de los proyectos, lo que reduce a su vez los valores de mano de obra y construcción debido a la agilidad del sistema. Esto además de la reducción en cantidades de material ayuda a que el hormigón postensado alcance un ahorro total del 25%.

6.2 RECOMENDACIONES

- Uno de los mayores problemas antes de realizar este proyecto fue la parte de investigación y recopilación de información y datos iniciales, puesto que los documentos que estudian el método del postensado y que vayan a fin de resolver los problemas planteados en el presente trabajo no son ampliamente divulgados y esto hace que el proceso inicial requiera un tiempo de ejecución considerable.
- El manejo de los paquetes computacionales está sujeto a un adecuado planteamiento de los datos ingresados, simplificaciones y asunciones consideradas y a su vez a las normas establecidas que están

contempladas dentro de los mismos. La actualización de los programas utilizados ayuda a generar resultados más precisos.

- La superestructura del proyecto se contempla como un sistema de pórticos especiales resistentes a momento, de acuerdo con una arquitectura previamente definida. Los elementos han sido diseñados y detallados de manera que brinden un adecuado comportamiento de la estructura ante cargas gravitacionales y sísmicas cumpliendo los límites de desplazamiento lateral y modos de vibración, sin embargo, en zonas de alta amenaza sísmica se recomienda adoptar el uso eficiente de sistemas de muros de cortante.
- La disposición de cimentaciones en nuestro medio se realizan con el método de hormigón armado convencional, que emplea grandes cantidades de excavación, materiales y tiempos de construcción. El sistema de losas de cimentación postensada se puede adoptar desarrollando adecuados procesos de cálculo y diseño.
- El presente proyecto busca ampliar el uso de esta metodología en el ámbito de la construcción, con base en que los resultados obtenidos ofrecen diversas ventajas a nivel de seguridad, servicio y economía del sistema de postensado.
- En la creación del presupuesto pueden existir varios cambios los cuales están sujetos a diversos aspectos, siendo los más importantes: el sitio de implantación del proyecto, la disponibilidad de los materiales a utilizar y su costo, la presencia de mano de obra calificada y el personal técnico a participar en el desarrollo de esta metodología constructiva.
- Como complemento de este proyecto se puede ampliar el estudio a una comparación de tiempos de ejecución de la obra, para evidenciar el ahorro total que representa el uso de hormigón postensado

BIBLIOGRAFÍA

- Aalami, B. (2014). *POST-TENSIONED BUILDINGS, Design and Construction*. International Edition.
- ACI Committee 318. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)*. USA.
- ACI Committee 336. (2002). *Suggested Analysis and Design Procedures for Combined Footings and Mats*.
- ACI Committee 360. (2006). *Design of Slabs-on-Ground*.
- Aeberhard, H., Ganz, H., Marti, P., & Schuler, W. (1990). *Post-Tensioned Foundations*. Berne: VSL International LTD.
- Barros, L., & Peñafiel, M. (2015). *Análisis comparativo económico-estructural entre un sistema aporticado, un sistema aporticado con muros estructurales y un sistema de paredes portantes, en un edificio de 10 pisos*. Quito.
- Das, B. (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. México: Thomson .
- Hurtado, J. (2018). *Comparación técnica-económica del entrepiso de un edificio de diez plantas con sistema dual que emplea losas de hormigón armado o de hormigón postensado*. Quito.
- Khan, S., & Williams, M. (1995). *Post-Tensioned Concrete Floors*. Butterworth-Heinemann.
- McCormac, J., & Brown, R. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado*. México: Alfaomega.
- MIDUVI-CAMICOM. (2015). *Norma Ecuatoriana de la construcción (Vol. Geotecnia y Cimentaciones)*.
- MIDUVI-CAMICOM. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción (Vol. Estructuras de Hormigón Armado)*.
- MIDUVI-CAMICOM. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción (Vol. Cargas (No Sísmicas))*. Quito.

- MIDUVI-CAMICON. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción* (Vol. Peligro Sísmico).
- Nilson, A., Darwin, D., & Charles, D. (2010). *Diseño de Estructuras de Concreto* (14th ed. ed.). New York: McGraw Hill.
- Placencia, P. (2017). *Apuntes de Proyectos Estructurales y Configuración Estructural*. Quito, Ecuador.
- PTI. (2006). *Post-Tensioning Manual* (6th ed. ed.). USA.
- Rodríguez, G. (2015). *Introducción a la cimentación con losas postesadas sobre suelos expansivos*. Sevilla, España.
- Suárez, C. (2014). *Costos y Tiempos en Edificación*. México D.F.: Limusa S.A.
- Vizueta, A., & Pabón, C. (2019). *Estudio comparativo técnico-económico entre dos modelos de edificios de diez pisos: sistema dual de estructura de hormigón armado con losa postensada sin adherencia y estructura de acero con losa compuesta tipo plataforma de acero*. Quito.
- Zahn, F., & Ganz, H. (1992). *Post-Tensioned in Buildings*. Switzerland: VSL International LTD.

ANEXOS

ANEXO No 1

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE LAS PROPUESTAS PARA EL DISEÑO
DE LA CIMENTACIÓN**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO:	1,00				UNIDAD:	m3
DETALLE:	Excavación a Máquina					
1.- EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO UNITARIO D=CxR	
Retroexcavadora	1,00	\$45,00	\$45,00	1,000	\$45,00	
Herramienta Menor (5% M.O.)					\$0,56	
EQUIPOS SUBTOTAL					\$45,56	
2.- MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL REAL/HORA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO UNITARIO D=CxR	
Operador de equipo	1,00	\$4,01	\$4,01	1,000	\$4,01	
Ayde. Operador de Equipo	1,00	\$3,58	\$3,58	1,000	\$3,58	
Peon	2,00	\$3,58	\$7,16	0,500	\$3,58	
MANO DE OBRA SUBTOTAL					\$11,17	
3.- MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO UNITARIO C=AxB		
MATERIAL SUBTOTAL					\$0,00	
4.- TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO UNITARIO C=AxB		
TRANSPORTE SUBTOTAL					\$0,00	
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN I.V.A.		COSTO DIRECTO			\$56,73	
		INDIRECTOS Y UTILIDADES			0,00%	
		OTROS INDIRECTOS			0,00%	
		COSTO TOTAL DEL RUBRO			\$56,73	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO:	2,00				UNIDAD:	m3
DETALLE:	Desalojo del material de excavación					
1.- EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO UNITARIO D=CxR	
Retroexcavadora	1,00	\$45,00	\$45,00	0,500	\$22,50	
Volqueta 8 m3	1,00	\$25,00	\$25,00	1,000	\$25,00	
Herramienta Menor (5% M.O.)					\$1,12	
EQUIPOS SUBTOTAL					\$48,62	
2.- MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL REAL/HORA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO UNITARIO D=CxR	
Maestro mayor de obra	1,00	\$4,01	\$4,01	0,200	\$0,80	
Operador de equipo	1,00	\$4,01	\$4,01	0,500	\$2,01	
Chofer con licencia tipo E	1,00	\$5,26	\$5,26	1,000	\$5,26	
Peon	4,00	\$3,58	\$14,32	1,000	\$14,32	
MANO DE OBRA SUBTOTAL					\$22,39	
3.- MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO UNITARIO C=AxB		
MATERIAL SUBTOTAL					\$0,00	
4.- TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO UNITARIO C=AxB		
Desalojo de material de excavación	m3 km	1,00	0,150	\$0,15		
TRANSPORTE SUBTOTAL					\$0,15	
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN I.V.A.		COSTO DIRECTO			\$71,16	
		INDIRECTOS Y UTILIDADES			0,00%	
		OTROS INDIRECTOS			0,00%	
		COSTO TOTAL DEL RUBRO			\$71,16	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO:	3,00				UNIDAD:	m3
DETALLE:	Excavación para cadenas					
1.- EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO UNITARIO D=CxR	
Herramienta Menor (5% M.O.)					\$1,27	
EQUIPOS SUBTOTAL					\$1,27	
2.- MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL REAL/HORA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO UNITARIO D=CxR	
Maestro mayor de obra	1,00	\$3,82	\$3,82	1,000	\$3,82	
Peon	6,00	\$3,58	\$21,48	1,000	\$21,48	
MANO DE OBRA SUBTOTAL					\$25,30	
3.- MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO UNITARIO C=AxB		
MATERIAL SUBTOTAL					\$0,00	
4.- TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO UNITARIO C=AxB		
TRANSPORTE SUBTOTAL					\$0,00	
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN I.V.A.		COSTO DIRECTO			\$26,57	
		INDIRECTOS Y UTILIDADES			0,00%	
		OTROS INDIRECTOS			0,00%	
		COSTO TOTAL DEL RUBRO			\$26,57	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO:	4,00				UNIDAD:	m3
DETALLE:	Hormigón simple en replantillo f'c=210kg/cm2					
1.- EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO UNITARIO D=CxR	
Concreteira 1 saco	1,00	\$3,75	\$3,75	1,000	\$3,75	
Herramienta Menor (5% M.O.)					\$1,68	
EQUIPOS SUBTOTAL					\$5,43	
2.- MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL REAL/HORA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO UNITARIO D=CxR	
Maestro mayor de obra	1,00	\$4,01	\$4,01	1,000	\$4,01	
Albañil	4,00	\$3,82	\$15,28	1,000	\$15,28	
Peón	4,00	\$3,58	\$14,32	1,000	\$14,32	
MANO DE OBRA SUBTOTAL					\$33,61	
3.- MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO UNITARIO C=AxB		
AUX: Hormigón simple f'c=210 kg/cm2	m3	1,000	\$68,34	\$68,34		
MATERIAL SUBTOTAL				\$68,34		
4.- TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO UNITARIO C=AxB		
TRANSPORTE SUBTOTAL				\$0,00		
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN I.V.A.		COSTO DIRECTO			\$107,38	
		INDIRECTOS Y UTILIDADES			0,00%	
		OTROS INDIRECTOS			0,00%	
		COSTO TOTAL DEL RUBRO			\$107,38	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO:	5,00				UNIDAD:	m3
DETALLE:	Hormigón simple f'c=280 kg/cm2 en plintos inc. encofrados					
1.- EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO UNITARIO D=CxR	
Vibrador de manguera	1,00	\$2,34	\$2,34	1,000	\$2,34	
Herramienta Menor (5% M.O.)					\$2,11	
EQUIPOS SUBTOTAL					\$4,45	
2.- MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL REAL/HORA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO UNITARIO D=CxR	
Maestro mayor de obra	1,00	\$4,01	\$4,01	0,500	\$2,01	
Albañil	2,00	\$3,82	\$7,64	1,000	\$7,64	
Carpintero	1,00	\$3,82	\$3,82	1,000	\$3,82	
Ayudante de carpintero	2,00	\$3,62	\$7,24	1,000	\$7,24	
Peón	6,00	\$3,58	\$21,48	1,000	\$21,48	
MANO DE OBRA SUBTOTAL					\$42,19	
3.- MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO UNITARIO C=AxB		
Hormigón plemezclado f'c=280kg/cm2 inc. traf	m3	1,000	\$75,73	75,73		
Encofrado	m2	0,700	\$5,75	4,025		
MATERIAL SUBTOTAL				\$79,76		
4.- TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO UNITARIO C=AxB		
TRANSPORTE SUBTOTAL				\$0,00		
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN I.V.A.		COSTO DIRECTO			\$126,39	
		INDIRECTOS Y UTILIDADES			0,00%	
		OTROS INDIRECTOS			0,00%	
		COSTO TOTAL DEL RUBRO			\$126,39	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO:	6,00				UNIDAD:	m3
DETALLE:	Hormigón simple f'c=280 kg/cm2 en columnas inc. encofrados					
1.- EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO UNITARIO D=CxR	
Vibrador de manguera	1,00	\$2,34	\$2,34	1,000	\$2,34	
Herramienta Menor (5% M.O.)					\$2,19	
EQUIPOS SUBTOTAL					\$4,53	
2.- MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL REAL/HORA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO UNITARIO D=CxR	
Maestro mayor de obra	1,00	\$4,01	\$4,01	0,250	\$1,00	
Albañil	2,00	\$3,82	\$7,64	0,650	\$4,97	
Ayudante de albañil	2,00	\$3,62	\$7,24	0,650	\$4,71	
Carpintero	4,00	\$3,82	\$15,28	0,650	\$9,93	
Peón	10,00	\$3,58	\$35,80	0,650	\$23,27	
MANO DE OBRA SUBTOTAL					\$43,88	
3.- MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO UNITARIO C=AxB		
Hormigón plemezclado f'c=280kg/cm2 inc. trar	m3	1,000	\$75,73	75,73		
Encofrado	m2	0,700	\$14,29	10,003		
MATERIAL SUBTOTAL				\$85,73		
4.- TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO UNITARIO C=AxB		
TRANSPORTE SUBTOTAL				\$0,00		
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN I.V.A.		COSTO DIRECTO			\$134,14	
		INDIRECTOS Y UTILIDADES			0,00%	
		OTROS INDIRECTOS			0,00%	
		COSTO TOTAL DEL RUBRO			\$134,14	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO:	7,00				UNIDAD:	m3
DETALLE:	Hormigón simple f'c=280 kg/cm2 en cadenas inc. encofrados					
1.- EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO UNITARIO D=CxR	
Vibrador de manguera	1,00	\$2,34	\$2,34	1,000	\$2,34	
Herramienta Menor (5% M.O.)					\$3,40	
EQUIPOS SUBTOTAL					\$5,74	
2.- MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL REAL/HORA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO UNITARIO D=CxR	
Maestro mayor de obra	1,00	\$4,01	\$4,01	0,500	\$2,01	
Albañil	2,00	\$3,82	\$7,64	1,000	\$7,64	
Ayudante de albañil	2,00	\$3,62	\$7,24	1,000	\$7,24	
Carpintero	4,00	\$3,82	\$15,28	1,000	\$15,28	
Peón	10,00	\$3,58	\$35,80	1,000	\$35,80	
MANO DE OBRA SUBTOTAL					\$67,97	
3.- MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO UNITARIO C=AxB		
Hormigón plemezclado f'c=280kg/cm2 inc. trar	m3	1,000	\$75,73	75,73		
Encofrado	m2	0,700	\$13,08	9,156		
MATERIAL SUBTOTAL				\$84,89		
4.- TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO UNITARIO C=AxB		
TRANSPORTE SUBTOTAL				\$0,00		
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN I.V.A.		COSTO DIRECTO			\$158,59	
		INDIRECTOS Y UTILIDADES			0,00%	
		OTROS INDIRECTOS			0,00%	
		COSTO TOTAL DEL RUBRO			\$158,59	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO:	8,00				UNIDAD:	m3
DETALLE:	Hormigón simple f'c=280 kg/cm2 en muros inc. encofrados					
1.- EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO UNITARIO D=CxR	
Vibrador de manguera	1,00	\$2,34	\$2,34	1,000	\$2,34	
Herramienta Menor (5% M.O.)					\$2,58	
EQUIPOS SUBTOTAL					\$4,92	
2.- MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL REAL/HORA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO UNITARIO D=CxR	
Maestro mayor de obra	1,00	\$4,01	\$4,01	0,695	\$2,79	
Albañil	5,00	\$3,82	\$19,10	0,695	\$13,27	
Carpintero	4,00	\$3,82	\$15,28	0,695	\$10,62	
Peón	10,00	\$3,58	\$35,80	0,695	\$24,88	
MANO DE OBRA SUBTOTAL					\$51,56	
3.- MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO UNITARIO C=AxB		
Hormigón plemezclado f'c=280kg/cm2 inc. tran	m3	1,000	\$75,73	75,73		
Encofrado	m2	0,700	\$25,96	18,172		
MATERIAL SUBTOTAL				\$93,90		
4.- TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO UNITARIO C=AxB		
TRANSPORTE SUBTOTAL				\$0,00		
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN I.V.A.		COSTO DIRECTO			\$150,38	
		INDIRECTOS Y UTILIDADES			0,00%	
		OTROS INDIRECTOS			0,00%	
		COSTO TOTAL DEL RUBRO			\$150,38	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO:	9,00			UNIDAD:	kg
DETALLE:	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2				
1.- EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO UNITARIO D=CxR
Cizalla (5% M.O.)					\$0,02
EQUIPOS SUBTOTAL					\$0,02
2.- MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL REAL/HORA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO UNITARIO D=CxR
Fierrero	1,00	\$3,82	\$3,82	0,040	\$0,15
Ayudante de fierrero	2,00	\$3,62	\$7,24	0,040	\$0,29
MANO DE OBRA SUBTOTAL					\$0,44
3.- MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO UNITARIO C=AxB	
Acero de refuerzo	kg	1,050	\$0,97	1,0185	
Alambre galvanizado	kg	0,050	\$0,58	0,029	
MATERIAL SUBTOTAL					\$1,05
4.- TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO UNITARIO C=AxB	
TRANSPORTE SUBTOTAL					\$0,00
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN I.V.A.		COSTO DIRECTO			\$1,51
		INDIRECTOS Y UTILIDADES			0,00% \$0,00
		OTROS INDIRECTOS			0,00% \$0,00
		COSTO TOTAL DEL RUBRO			\$1,51

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO:	10,00				UNIDAD:	m3
DETALLE:	Hormigón f'c=300 kg/cm2 en losa de cimentación inc. encofrados					
1.- EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO UNITARIO D=CxR	
Vibrador de manguera	1,00	\$2,34	\$2,34	1,000	\$2,34	
Herramienta Menor (5% M.O.)					\$2,58	
EQUIPOS SUBTOTAL					\$4,92	
2.- MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL REAL/HORA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO UNITARIO D=CxR	
Maestro mayor de obra	1,00	\$4,01	\$4,01	0,695	\$2,79	
Albañil	5,00	\$3,82	\$19,10	0,695	\$13,27	
Carpintero	4,00	\$3,82	\$15,28	0,695	\$10,62	
Peón	10,00	\$3,58	\$35,80	0,695	\$24,88	
MANO DE OBRA SUBTOTAL					\$51,56	
3.- MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO UNITARIO C=AxB		
Hormigón plemezclado f'c=280kg/cm2 inc. tran	m3	1,000	\$105,05	105,05		
Encofrado	m2	0,700	\$18,50	12,95		
MATERIAL SUBTOTAL				\$118,00		
4.- TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO UNITARIO C=AxB		
TRANSPORTE SUBTOTAL				\$0,00		
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN I.V.A.		COSTO DIRECTO			\$174,48	
		INDIRECTOS Y UTILIDADES			0,00%	
		OTROS INDIRECTOS			0,00%	
		COSTO TOTAL DEL RUBRO			\$174,48	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO:	11,00				UNIDAD:	kg
DETALLE:	Acero de preesfuerzo fu=270 ksi inc. instalación					
1.- EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO UNITARIO D=CxR	
Herramienta Menor (5% M.O.)					\$0,06	
Jack de tensión	1,00	\$2,55	\$2,55	0,150	\$0,38	
Cortadora de acero	1,00	\$2,30	\$2,30	0,150	\$0,35	
Equipos de protección industria	1,00	\$0,10	\$0,10	0,100	\$0,01	
EQUIPOS SUBTOTAL					\$0,80	
2.- MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL REAL/HORA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO UNITARIO D=CxR	
Inspector	1,00	\$4,01	\$4,01	0,100	\$0,40	
Inspector general	1,00	\$3,82	\$3,82	0,100	\$0,38	
Inspector general	1,00	\$3,82	\$3,82	0,100	\$0,38	
MANO DE OBRA SUBTOTAL					\$1,17	
3.- MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO UNITARIO C=AxB		
Acero de preesfuerzo	kg	1,040	\$2,53	\$2,631		
MATERIAL SUBTOTAL				\$2,63		
4.- TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO UNITARIO C=AxB		
TRANSPORTE SUBTOTAL				\$0,00		
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN I.V.A.		COSTO DIRECTO			\$4,59	
		INDIRECTOS Y UTILIDADES			0,00%	
		OTROS INDIRECTOS			0,00%	
		COSTO TOTAL DEL RUBRO			\$4,59	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO:	12,00				UNIDAD:	m3
DETALLE:	Aux. Hormigón simple f'c=210 kg/cm2					
1.- EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO UNITARIO D=CxR	
Herramienta Menor (5% M.O.)					\$1,27	
EQUIPOS SUBTOTAL					\$1,27	
2.- MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL REAL/HORA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO UNITARIO D=CxR	
Maestro mayor de obra	1,00	\$3,82	\$3,82	1,000	\$3,82	
Peon	6,00	\$3,58	\$21,48	1,000	\$21,48	
MANO DE OBRA SUBTOTAL					\$25,30	
3.- MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO UNITARIO C=AxB		
MATERIAL SUBTOTAL					\$0,00	
4.- TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO UNITARIO C=AxB		
TRANSPORTE SUBTOTAL					\$0,00	
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN I.V.A.		COSTO DIRECTO			\$26,57	
		INDIRECTOS Y UTILIDADES			0,00%	
		OTROS INDIRECTOS			0,00%	
		COSTO TOTAL DEL RUBRO			\$26,57	

ANEXO No 2
PLANOS ESTRUCTURALES