



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**“Análisis Estructural Comparativo Entre los Sistemas de  
Albañilería Confinada y Concreto Armado Dual, Nuevo Chimbote,  
AA.HH. Los Ficus, 2021”**

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

Ingeniero Civil

**AUTOR:**

Vasquez Lozada, Alexander Gabriel (ORCID: 0000-0003-3781-4510)

**ASESOR:**

Mg. Paccha Rufasto, Cesar Augusto (ORCID: 0000-0003-2085-3046)

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:**

Diseño Sísmico y Estructural

**LIMA – PERÚ**

2021

## **DEDICATORIA**

El presente trabajo es dirigido a mi madre, que siempre será el motivo y la razón de cada uno de mis logros.

## **AGRADECIMIENTO**

Le agradezco todos mis familiares y amistades que me guiaron y estuvieron siempre conmigo dándome las fuerzas para no rendirme en este proyecto.

Le agradezco a cada uno mis docentes y tutores quienes me formaron y me prepararon para mi vida como profesional.

## Índice de contenido

Carátula.....	i
Dedicatoria.....	ii
Agradecimiento.....	iii
Índice de contenidos.....	iv
Índice de figuras.....	vi
Resumen .....	xiii
Abstract .....	xiv
I. INTRODUCCIÓN.....	15
II.MARCO TEÓRICO .....	20
III. METODOLOGÍA .....	37
3.1 Tipo y Diseño de Investigación.....	38
3.2 Variables y Operacionalización .....	39
3.3 Población, muestra y muestreo .....	41
3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos .....	41
3.5 Procedimientos.....	42
3.6 Método de análisis de datos .....	43
3.7 Aspectos éticos .....	43
IV. RESULTADOS .....	44
4.1 Sistema Dual: .....	45
4.1.1 Propiedades del Material: .....	45
4.1.2 Pre-Dimensionamiento: .....	47
4.1.3 Sobrecargas: .....	52
4.1.4 Modelamiento: .....	52
4.1.5 Diseño de elementos del sistema dual: .....	58
4.2.5 Presupuesto:.....	76

4.2 Sistema de Albañilería:.....	77
4.2.1 Propiedades del Material: .....	77
4.2.2 Pre-Dimensionamiento: .....	80
4.2.3 Sobrecargas: .....	86
4.2.4 Modelamiento: .....	86
4.2.5 Diseño de elementos del sistema de albañilería:.....	92
4.2.6 Presupuesto:.....	108
4.3 Comparación de los resultados: .....	109
4.3.1 Cortante en la base de la edificación:.....	109
4.3.2 Momento de volteo de la edificación:.....	111
4.3.3 Distorsiones de entrepiso: .....	113
4.3.4 Presupuesto:.....	114
V. DISCUSIÓN .....	117
VI. CONCLUSIONES .....	122
VII. RECOMENDACIONES.....	125
REFERENCIAS .....	127
ANEXO .....	135

## Índice de figuras

<b>Figura 01.</b> <i>Sistema de albañilería confinada</i>	22
<b>Figura 02.</b> <i>Sistema de concreto armado dual</i>	24
<b>Figura 03.</b> <i>Muros portantes</i>	24
<b>Figura 04.</b> <i>Normativa nacional</i>	24
<b>Figura 05.</b> <i>Concepción estructural</i>	25
<b>Figura 06.</b> <i>Simetría estructural</i>	25
<b>Figura 07.</b> <i>Resistencia estructural</i>	26
<b>Figura 08.</b> <i>Continuidad estructural</i>	26
<b>Figura 09.</b> <i>Ductilidad estructural</i>	27
<b>Figura 10.</b> <i>Rigidez estructural</i>	27
<b>Figura 11.</b> <i>Diafragma rígido</i>	28
<b>Figura 12.</b> <i>Camino de cargas para sistema concreto armado</i>	28
<b>Figura 13.</b> <i>Camino de cargas para sistema albañilería</i>	29
<b>Figura 14.</b> <i>Cargas muertas E.020</i>	29
<b>Figura 15.</b> <i>Cargas vivas E.020</i>	29
<b>Figura 16.</b> <i>Mapa de zonificación "z"</i>	30
<b>Figura 17.</b> <i>Factor de suelo "s"</i>	30
<b>Figura 18.</b> <i>Periodos "tp" y "tl"</i>	31
<b>Figura 19.</b> <i>Categoría de edificaciones "u".</i>	31
<b>Figura 20.</b> <i>Factor de amplificación sísmica "c"</i>	32
<b>Figura 21.</b> <i>Sistema estructurales y coeficiente de reducción</i>	32
<b>Figura 22.</b> <i>Operacionalización de variables</i>	37

<b>Figura 23.</b> <i>Propiedades del concreto para el sistema dual</i>	42
<b>Figura 24.</b> <i>Propiedades del acero para el sistema dual</i>	43
<b>Figura 25.</b> <i>Peralte y ancho de viga principal para sistema dual</i>	44
<b>Figura 26.</b> <i>Peralte y ancho de viga secundaria para sistema dual</i>	44
<b>Figura 27.</b> <i>Definición de viga principal para el sistema dual</i>	45
<b>Figura 28.</b> <i>Definición de vigas para el sistema dual</i>	45
<b>Figura 29.</b> <i>Peralte y ancho de columnas principales para sistema dual</i>	46
<b>Figura 30.</b> <i>Espesor y altura de placa para el sistema dual</i>	46
<b>Figura 31.</b> <i>Definición de columna principal para el sistema dual</i>	47
<b>Figura 32.</b> <i>Definición de columnas para el sistema dual</i>	47
<b>Figura 33.</b> <i>Espesor o Peraltes mínimos para vigas y losas</i>	48
<b>Figura 34.</b> <i>Definición de losa aligerada para sistema dual</i>	48
<b>Figura 35.</b> <i>Modelamiento del sistema dual</i>	49
<b>Figura 36.</b> <i>Periodo del sistema dual y masas participativas</i>	50
<b>Figura 37.</b> <i>Parámetros sísmicos del sistema dual</i>	50
<b>Figura 38.</b> <i>Análisis estático del sistema dual X-X</i>	51
<b>Figura 39.</b> <i>Fuerzas laterales del sistema dual X-X</i>	51
<b>Figura 40.</b> <i>Análisis estático del sistema dual Y-Y</i>	52
<b>Figura 41.</b> <i>Fuerzas laterales del sistema dual Y-Y</i>	52
<b>Figura 42.</b> <i>Espectro de diseño del sistema dual</i>	53
<b>Figura 43.</b> <i>Análisis dinámico del sistema dual X-X</i>	54
<b>Figura 44.</b> <i>Análisis dinámico del sistema dual Y-Y</i>	54
<b>Figura 45.</b> <i>Combos de diseño para vigas</i>	55
<b>Figura 46.</b> <i>Momentos de diseño para vigas del sistema dual</i>	55

<b>Figura 47.</b> <i>Fórmulas para el diseño por flexión</i>	56
<b>Figura 48.</b> <i>Área de acero mínima y máxima</i>	56
<b>Figura 49.</b> <i>Cuantía balanceada</i>	56
<b>Figura 50.</b> <i>Cálculo de acero longitudinal - viga principal</i>	56
<b>Figura 51.</b> <i>Sección final de viga principal</i>	57
<b>Figura 52.</b> <i>Espaciamiento máximo de estribos en viga principal</i>	57
<b>Figura 53.</b> <i>Diseño por resistencia para fuerzas cortantes</i>	58
<b>Figura 54.</b> <i>Resistencia la corte del concreto y acero en vigas</i>	58
<b>Figura 55.</b> <i>Resistencia nominal de la viga</i>	58
<b>Figura 56.</b> <i>Determinación de fuerza cortante de diseño</i>	59
<b>Figura 57.</b> <i>Determinación de estribos.</i>	59
<b>Figura 58.</b> <i>Distribución de acero en vigas del sistema dual</i>	59
<b>Figura 59.</b> <i>Cargas y D.M.F en losa aligerada de sistema dual</i>	60
<b>Figura 60.</b> <i>Diseño por flexión de losa aligerada de sistema dual</i>	60
<b>Figura 61.</b> <i>D.F.C en losa aligerada de sistema dual</i>	61
<b>Figura 62.</b> <i>Diseño por corte de losa aligerada de sistema dual</i>	61
<b>Figura 63.</b> <i>Acero de temperatura en losa aligerada de sistema dual</i>	61
<b>Figura 64.</b> <i>Distribución de acero en losa aligerada de sistema dual</i>	61
<b>Figura 65.</b> <i>Combos de diseño para las columnas</i>	62
<b>Figura 66.</b> <i>Demanda de cargas en la columna</i>	62
<b>Figura 67.</b> <i>Cargas últimas producto de los combos en la columna</i>	62
<b>Figura 68.</b> <i>Diseño por flexo-compresión de columna C-40x25</i>	63
<b>Figura 69.</b> <i>Diagrama de interacción para el sismo en <math>\Xi-\Xi</math></i>	63



<b>Figura 70.</b> <i>Diagrama de interacción para el sismo en <math>\Psi-\Psi</math></i>	63
<b>Figura 71.</b> <i>Espaciamiento máximo de estribos en columnas</i>	64
<b>Figura 72.</b> <i>Zona de confinamiento en columnas</i>	64
<b>Figura 73.</b> <i>Diseño por resistencia para fuerzas cortantes</i>	64
<b>Figura 74.</b> <i>Resistencia al corte del concreto y acero en columnas</i>	65
<b>Figura 75.</b> <i>Determinación de la resistencia al corte en columnas</i>	65
<b>Figura 76.</b> <i>Amplificación de fuerzas sísmicas en columnas</i>	65
<b>Figura 77.</b> <i>Cortante producto de los momentos probables</i>	65
<b>Figura 78.</b> <i>Diagrama de interacción de <math>M_n</math> máx. para el sismo en X-X</i>	66
<b>Figura 79.</b> <i>Diagrama de interacción de <math>M_n</math> máx. para el sismo en Y-Y</i>	66
<b>Figura 80.</b> <i>Cálculo espaciamento máx. de estribos en columnas</i>	66
<b>Figura 81.</b> <i>Distribución de acero en columnas del sistema dual</i>	67
<b>Figura 82.</b> <i>Combos de diseño para las placas</i>	68
<b>Figura 83.</b> <i>Demanda de cargas en la placa PL4</i>	68
<b>Figura 84.</b> <i>Cargas últimas producto de los combos en la placa PL4</i>	68
<b>Figura 85.</b> <i>Determinación de elemento de borde en placa PL4</i>	69
<b>Figura 86.</b> <i>Determinación de acero vertical en placa PL4</i>	69
<b>Figura 87.</b> <i>Verificación de diseño por flexo-compresión de placa PL4</i>	70
<b>Figura 88.</b> <i>Diagramas de interacción en placa PL4</i>	70
<b>Figura 89.</b> <i>Determinación de acero horizontal en placa PL4</i>	71
<b>Figura 90.</b> <i>Distribución de acero en placa del sistema dual</i>	71
<b>Figura 91.</b> <i>Presupuesto del sistema dual</i>	72

<b>Figura 92.</b> <i>Propiedades del concreto para el sistema de albañilería</i>	73
<b>Figura 93.</b> <i>Propiedades del acero para el sistema de albañilería</i>	74
<b>Figura 94.</b> <i>Propiedades de la unidad de albañilería</i>	75
<b>Figura 95.</b> <i>Peralte y ancho de viga dintel para sistema de albañilería</i>	76
<b>Figura 96.</b> <i>Definición de viga dintel para el sistema dual</i>	76
<b>Figura 97.</b> <i>Definición de vigas para el sistema de albañilería</i>	77
<b>Figura 98.</b> <i>Espesor y altura de placa para sistema de albañilería</i>	77
<b>Figura 99.</b> <i>Definición de columna principal para sistema de albañilería</i>	78
<b>Figura 100.</b> <i>Definición de columnas para sistema de albañilería</i>	78
<b>Figura 101.</b> <i>Definición de espesor de placa para sistema de albañilería</i>	79
<b>Figura 102.</b> <i>Definición de placas para sistema de albañilería</i>	79
<b>Figura 103.</b> <i>Espesor mínimo para muros de albañilería</i>	80
<b>Figura 104.</b> <i>Definición de muros para sistema de albañilería.</i>	80
<b>Figura 105.</b> <i>Espesor o Peraltes mínimos para vigas y losas.</i>	81
<b>Figura 106.</b> <i>Definición de losa aligerada para sistema de albañilería</i>	81
<b>Figura 107.</b> <i>Modelamiento del sistema de albañilería</i>	82
<b>Figura 108.</b> <i>Periodo del sistema de albañilería y masas participativas</i>	83
<b>Figura 109.</b> <i>Parámetros sísmicos del sistema de albañilería</i>	83
<b>Figura 110.</b> <i>Análisis estático del sistema de albañilería X-X</i>	84
<b>Figura 111.</b> <i>Fuerzas laterales del sistema de albañilería X-X</i>	84
<b>Figura 112.</b> <i>Análisis estático del sistema de albañilería Y-Y</i>	85
<b>Figura 113.</b> <i>Fuerzas laterales del sistema de albañilería Y-Y</i>	85
<b>Figura 114.</b> <i>Espectro de diseño del sistema de albañilería</i>	86
<b>Figura 115.</b> <i>Análisis dinámico del sistema de albañilería X-X</i>	87

<b>Figura 116.</b> <i>Análisis dinámico del sistema de albañilería Y-Y</i>	87
<b>Figura 117.</b> <i>Esfuerzo axial máximo permisible</i>	88
<b>Figura 118.</b> <i>Verificación de esfuerzo axial máximo</i>	88
<b>Figura 119.</b> <i>Resistencia al agrietamiento de muros</i>	89
<b>Figura 120.</b> <i>Verificación de fisuración ante sismo moderado</i>	89
<b>Figura 121.</b> <i>Verificación local ante sismo severo</i>	90
<b>Figura 122.</b> <i>Verificación global ante sismo severo</i>	90
<b>Figura 123.</b> <i>Verificación de refuerzo horizontal</i>	91
<b>Figura 124.</b> <i>Refuerzo horizontal a colocar en muros</i>	91
<b>Figura 125.</b> <i>Fuerzas para el diseño de elementos de confinamiento</i>	91
<b>Figura 126.</b> <i>Áreas mínimas del núcleo de columnas de confinamiento</i>	92
<b>Figura 127.</b> <i>Sección de columnas de confinamientos</i>	92
<b>Figura 128.</b> <i>Refuerzo mínimo para columnas de confinamiento</i>	93
<b>Figura 129.</b> <i>Cálculo del refuerzo en columnas de confinamiento</i>	93
<b>Figura 130.</b> <i>Distribución de acero en columnas de confinamiento</i>	94
<b>Figura 131.</b> <i>Refuerzo mínimo en vigas de confinamiento</i>	94
<b>Figura 132.</b> <i>Cálculo del refuerzo en vigas de confinamiento</i>	95
<b>Figura 133.</b> <i>Distribución de acero en vigas de confinamiento</i>	95
<b>Figura 134.</b> <i>Momentos de diseño en viga dintel</i>	96
<b>Figura 135.</b> <i>Fórmulas para el diseño por flexión</i>	96
<b>Figura 136.</b> <i>Área de acero mínima y máxima</i>	96
<b>Figura 137.</b> <i>Cuantía balanceada</i>	96
<b>Figura 138.</b> <i>Cálculo de acero longitudinal - viga dintel</i>	97
<b>Figura 139.</b> <i>Espaciamiento máximo de estribos - viga dintel</i>	97

<b>Figura 140.</b> <i>Distribución de acero en viga dintel del sistema de albañilería</i>	97
<b>Figura 141.</b> <i>Cargas y D.M.F en losa aligerada de sistema de albañilería</i>	98
<b>Figura 142.</b> <i>Diseño por flexión de losa aligerada de sistema de albañilería</i>	98
<b>Figura 143.</b> <i>D.F.C en losa aligerada de sistema de albañilería.</i>	99
<b>Figura 144.</b> <i>Diseño por corte de losa aligerada de sistema de albañilería</i>	99
<b>Figura 145.</b> <i>Acero de temperatura en losa aligerada de sistema de albañilería</i>	99
<b>Figura 146.</b> <i>Distribución de acero en losa aligerada de sistema de albañilería</i>	99
<b>Figura 147.</b> <i>Determinación de elemento de borde en placa PL2</i>	100
<b>Figura 148.</b> <i>Determinación de acero vertical en placa PL2</i>	101
<b>Figura 149.</b> <i>Verificación diseño por flexo-compresión de placa PL2</i>	101
<b>Figura 150.</b> <i>Diagramas de interacción en placa PL2</i>	102
<b>Figura 151.</b> <i>Determinación de acero horizontal en placa PL2</i>	102
<b>Figura 152.</b> <i>Distribución de acero en placas del sistema de albañilería</i>	103
<b>Figura 153.</b> <i>Presupuesto del sistema de albañilería</i>	104
<b>Figura 154.</b> <i>Comparación de cortante basal en la dirección X-X</i>	105
<b>Figura 155.</b> <i>Comparación de cortante basal en la dirección Y-Y</i>	105
<b>Figura 156.</b> <i>Comparación de pesos de la edificación</i>	106
<b>Figura 157.</b> <i>Comparación del momento de volteo de la edificación X-X</i>	107
<b>Figura 158.</b> <i>Comparación del momento de volteo de la edificación Y-Y</i>	107
<b>Figura 159.</b> <i>Factores de seguridad al momento de volteo</i>	108
<b>Figura 160.</b> <i>Comparación de distorsiones de entrepiso en la dirección X-X</i>	109
<b>Figura 161.</b> <i>Comparación de distorsiones de entrepiso en la dirección Y-Y</i>	109
<b>Figura 162.</b> <i>Comparación de presupuestos</i>	110

## Resumen

La presente investigación titulada: “Análisis Estructural Comparativo Entre los Sistemas de Albañilería Confinada y Concreto Armado Dual, Nuevo Chimbote, AA.HH. Los Ficus, 2021”, tuvo como objetivo realizar el análisis estructural comparativo de los sistemas de albañilería confinada y concreto armado dual en el AA. HH. Los Ficus del distrito de Nuevo Chimbote de la región Ancash, aplicados a una edificación multifamiliar de 05 pisos, en la cual se utilizó la Reglamento Nacional de Edificaciones vigente a la fecha y herramientas computacionales como el software ETABS v.19 para el análisis estructural y diseño sísmico de ambos sistemas estructurales, en cuanto a la metodología de la investigación fue del tipo aplicada, con un diseño no experimental, con un alcance temporal transversal y un nivel descriptivo-comparativo.

Los resultados obtenidos fueron, que el sistema dual presenta menor valor de cortantes basal y menor momento de volteo, sin embargo, la albañilería obtuvo menores derivas y un menor costo de ejecución.

Como conclusiones, el sistema de albañilería presentó un mejor desempeño sísmico en comparación al sistema dual, cumpliendo con los parámetros y exigencias establecidas por la normativa nacional.

**Palabras claves:** Albañilería confinada, Sistema dual, Análisis estructural.

## Abstract

The present investigation entitled: "Comparative Structural Analysis Between Confined Masonry and Dual Reinforced Concrete Systems, Nuevo Chimbote, AA.HH. Los Ficus, 2021", had the objective of carrying out a comparative structural analysis of the confined masonry and dual reinforced concrete systems in the AA.HH. Los Ficus in the district of Nuevo Chimbote in the Ancash region, applied to a 05-story multifamily building, in which the National Building Regulations in force to date and computational tools such as ETABS v.19 software were used for the structural analysis and seismic design of both structural systems. The research methodology was applied, with a non-experimental design, with a transversal temporal scope and a descriptive-comparative level.

The results obtained were that the dual system presents lower basal shear values and lower overturning moment; however, the masonry system obtained lower drifts and a lower execution cost.

As conclusions, the masonry system presented a better seismic performance compared to the dual system, complying with the parameters and requirements established by the national regulations.

**Key words:** Confined masonry, Dual system, Structural analysis.

## **I. INTRODUCCIÓN**

**La realidad problemática** se centra en las zonas urbanas del país, en este caso en el distrito de nuevo chimbote donde existe un gran desconocimiento de la forma como interactúa ante fuerzas sísmicas en las estructuras de albañilería confinada y de concreto armado dual, asimismo hay un desconocimiento de: ¿Cuál de los dos sistemas estructurales actúa con mayor eficiencia ante solicitaciones sísmicas? y ¿Cuál de los dos sistemas estructurales sería la mejor opción para poder construir?

Es preciso mencionar que, para poder responder dichas interrogantes, se debe definir y tener en claro la utilidad que tendrá dichas estructuras, ya sea para viviendas, negocios, etc. debido a que existe algunas limitaciones o condiciones en cada tipo de estructura.

Otro punto importante a considerar es que las personas por lo general quieren economizar en la construcción de sus viviendas, negocios, etc. por lo que al poder definir cuál de los dos tipos estructuras con un buen diseño puede generar un menor costo en su construcción. Paralelo a ello, no se debe descuidar la seguridad de las estructuras con el fin de economizar de manera desmedida.

Cabe mencionar que la mayoría de las zonas urbanas se encuentran ubicadas en la costa del país, el cual pertenece al Anillo de Fuego, el cual se caracteriza por tener gran cantidad de actividad sísmica, por lo cual ambas estructuras propuestas deben estar diseñadas para resistir las fuerzas sísmicas que se puedan generar y salvaguardar las vidas de las personas que albergaran dichas estructuras.

Recordemos que, por el simple hecho de no recurrir a profesionales para el diseño de las estructuras como viviendas, negocios etc. se perdieron muchas vidas, un ejemplo de ellos es lo ocurrido en el terremoto en la ciudad de Huaraz (1970), donde como consecuencia se tuvo la pérdida de aproximadamente 69,000 personas, asimismo en el movimiento telúrico ocurrido en la ciudad de Ica (2007) donde se contabilizó alrededor de 596 muertos (INDECI, 2008), además de 47,000 viviendas destruidas. En donde se identificó que los mayores daños se presentaron en edificaciones de construidos con unidades de albañilería y/o adobe.

Además, de acuerdo a los resultados obtenidos del censo del año 2017, del total de viviendas en el Perú con ocupantes presentes, son 4 millones aproximadamente



las viviendas que tienen como material predominante unidades de albañilería y/o concreto, que representa el 55,8% del total de viviendas a nivel nacional.

**El problema general:** ¿De qué manera el análisis estructural comparativo entre los sistemas de albañilería confinada y concreto armado dual permite identificar el sistema con mejor desempeño sísmico, Nuevo Chimbote, AA. HH. Los Ficus, 2021?

**Los problemas específicos son:** ¿Qué cantidad de **cortante basal** genera el análisis estructural del sistema de albañilería confinada en comparación con el sistema de concreto armado dual, Nuevo Chimbote, AA. HH. Los Ficus, 2021?, ¿Qué cantidad de **momento de volteo** genera el análisis estructural del sistema de albañilería confinada en comparación con el sistema de concreto armado dual, Nuevo Chimbote, AA.HH. Los Ficus, 2021?, ¿Qué cantidad de **distorsiones de entrepiso** genera el análisis estructural del sistema de albañilería confinada en comparación con el sistema de concreto armado dual, Nuevo Chimbote, AA.HH. Los Ficus, 2021?

**La justificación de la investigación:** se basa en la necesidad de analizar el comportamiento de los sistemas estructurales de albañilería confinada y concreto armado dual porque actualmente la gran mayoría de la población del Perú, desconoce como diseñar y cuál es el comportamiento de cada elemento que conforma la estructura de sus viviendas, negocios, etc. es por ello que pretendo comparar el comportamiento que se generaría ante cargas sísmicas en los dos sistemas estructurales y con ello dar una idea clara cuál sería más conveniente para el diseño o ejecución.

Es por ello, que efectuaré un análisis comparativo de los sistemas estructurales de albañilería confinada y concreto armado dual.

**El objetivo general** consistió en realizar el análisis estructural comparativo entre los sistemas de albañilería confinada y concreto armado dual para identificar el sistema con mejor desempeño sísmico, Nuevo Chimbote, AA. HH. Los Ficus, 2021. Es preciso mencionar que ambos sistemas estructurales vienen siendo los más utilizados a nivel nacional.

**Los objetivos específicos** fueron determinar qué cantidad de **cortante basal** genera el análisis estructural del sistema de albañilería confinada en comparación

con el sistema de concreto armado dual, Nuevo Chimbote, AA. HH. Los Ficus, 2021. Determinar qué cantidad de **momentos de volteo** genera el análisis estructural al sistema de albañilería confinada y sistema de concreto armado dual, Nuevo Chimbote, AA. HH. Los Ficus, 2021. Determinar qué cantidad de **distorsiones de entrepiso** genera el análisis estructural del sistema de albañilería confinada en comparación con el sistema de concreto armado dual, Nuevo Chimbote, AA. HH. Los Ficus, 2021.

Dichos parámetros se obtendrán mediante un análisis estructural sísmico estático y dinámico según lo establecido en la Norma E.030.

Como **hipótesis general** se ha considerado que el análisis estructural comparativo entre los sistemas de albañilería confinada y concreto armado dual permite identificar el sistema con mejor desempeño sísmico, Nuevo Chimbote, AA. HH. Los Ficus, 2021.

Y como **hipótesis específicas** se tiene que la cantidad de cortante basal que genera el análisis estructural del sistema de albañilería confinada es menor en comparación con el sistema de concreto armado dual, Nuevo Chimbote, AA. HH. Los Ficus, 2021. La cantidad de momento de volteo que genera el análisis estructural del sistema de albañilería confinada es menor en comparación con el sistema de concreto armado dual, Nuevo Chimbote, AA. HH. Los Ficus, 2021. La cantidad de distorsiones de entrepiso que genera el análisis estructural del sistema de albañilería confinada es menor en comparación con el sistema de concreto armado dual, Nuevo Chimbote, AA. HH. Los Ficus, 2021.

La presente tesis estará dirigido a la sociedad en general, entre ellos a los técnicos y profesionales que se dedican en el rubro de la construcción que quieran saber cómo interactúa una estructura de albañilería confinada y concreto armado dual ante sollicitaciones sísmicas y la comparación entre ellas.

Este estudio no busca identificar las similitudes o diferencias entre ambos sistemas estructurales, pues ambos sistemas son totalmente diferentes entre sí. Lo que se desea es poder definir a gran escala y transmitir a la sociedad cuales son las ventajas y desventajas de cada sistema estructural. Asimismo, se espera que la estructura de albañilería produzca resultados muy favorables como, por ejemplo:

menores desplazamientos, etc. y que, a su vez, estos resultados se aproximen a los obtenidos en el análisis del sistema estructural de concreto armado dual.

Es preciso mencionar que, con diversos criterios de selección como la vulnerabilidad, ayuda comunitaria, riesgos, accesibilidad, etc., y con las diversas inspecciones de campo realizadas en la zona urbana de la región de Ancash, se ha formulado para la evaluación de una edificación de forma intencional con un área techada similar, una misma cantidad de pisos y una distribución arquitectónica similar, variando únicamente en el sistema estructural que los conforman.

Por último, a ambos sistemas estructurales se les aplicará su respectiva normatividad dependiendo del material.

## **II. MARCO TEÓRICO**

Para la guía y desarrollo de la presente tesis, primero se recopiló antecedentes nacionales, las cuales se presentan a continuación:

Carranza y Saldaña (2021) en su tesis titulada **“Evaluación comparativa del análisis sísmico entre los sistemas estructurales aporticado y dual en el distrito de Paján, La Libertad, 2021”** de la UCV de Trujillo, plantearon como objetivo determinar la evaluación comparativa del análisis sísmico entre los sistemas estructurales aporticado y dual. Dicha tesis se desarrolló utilizando una metodología de investigación tipo aplicada, como muestra utilizó una edificación multiusos de 5 niveles, el autor llegó a la conclusión que las derivas y desplazamientos de la estructura con sistema dual son menores debido a la mayor rigidez que aporta el uso de placas a la edificación, en comparación al sistema aporticado.

Ligán (2018) en su tesis titulada **“Análisis y diseño estructural comparativo entre los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada para una vivienda multifamiliar”** de la UCV de Trujillo, planteo como objetivo observar y analizar el comportamiento ante fuerzas sísmicas del sistema estructural de muros de ductilidad limitada y el sistema estructural de albañilería confinada. Dicha tesis se elaboró utilizando una metodología de investigación tipo aplicada, como muestra utilizó un edificio multifamiliar con 05 pisos, el autor llegó a la conclusión de que el sistema estructural de albañilería confinada presentó un comportamiento mucho más dúctil, esto fue debido a que el sistema a base de albañilería es mucho menos rígido que el sistema elaborado a base de muros de ductibilidad limitada, el cual presenta menores deformaciones por ser una estructura más rígida.

Cabello (2019) en su tesis titulada **“Análisis estructural comparativo entre los sistemas estructurales de concreto armado aporticado y dual, Lima 2019”** de la UCV de Lima, planteo como objetivo realizar un análisis estructural ante cargas sísmicas estáticas y dinámicas aplicadas a los sistemas estructurales de concreto armado (aporticado y dual). Dicha tesis se desarrolló utilizando una metodología de investigación del tipo aplicada con un diseño experimental, como muestra utilizó

dos edificaciones multifamiliares de 05 pisos, el autor llego a la conclusión que el sistema estructural de concreto armado dual resulto tener un mejor desempeño en comparación con el sistema estructural aporticado.

Rodríguez (2021) en su tesis titulada ***“Análisis Comparativo del Diseño Estructural en Vivienda Unifamiliar Empleando Sistema EMMEDUE y Albañilería Confinada, H.A. Huáscar, San Juan de Lurigancho, 2021”*** de la UCV de Lima, planteo como objetivo examinar la resistencia del sistema estructural dual y el sistema a base de muros de ductilidad limitada. Dicha tesis se desarrolló utilizando una metodología de investigación tipo aplicada, como muestra utilizo un edificio multifamiliar con 05 pisos, el autor llego a la conclusión que ambos sistemas estructurales presentan un similar desempeño sísmico, esto con respecto al sistema estructural de concreto dual.

Arias y Quijada (2019) su tesis titulada ***“Comparación de aspectos estructurales y económicos entre un edificio de 8 pisos para vivienda de muros de ductilidad limitada y sistema dual tipo I optimizado”*** de la PUCP de Lima, planteo como objetivo realizar el análisis y diseño de los sistemas estructurales de concreto armado de muros con ductilidad limitada y dual. Dicha tesis se desarrolló utilizando una metodología de investigación del tipo aplicada, como muestra utilizó un edificio multifamiliar de 08 pisos, el autor llego a la conclusión que los dos sistemas estructurales evaluados tuvieron un desempeño similar pero no igual ante fuerzas sísmicas.

Ladera (2019) en su tesis titulada ***“Análisis y diseño estructural comparativo entre el sistema aporticado y albañilería confinada de una vivienda multifamiliar en el barrio de San Carlos, distrito Huancayo 2019”*** de la Universidad Continental de Huancayo, planteo como objetivo analizar, evaluar y verificar las diferencias que existen en el comportamiento estructural ante diversas fuerzas sísmicas de los sistemas de concreto armado aporticado y albañilería confinada. Dicha tesis se desarrolló utilizando una metodología de investigación tipo aplicada, como muestra utilizó un edificio multifamiliar de 04 pisos, el autor llego a la conclusión que el sistema estructural que tuvo mayores desplazamientos y

distorsiones, fue el de concreto armado aporricado, debido a que los pórticos presentan una gran ductilidad, sin embargo, el sistema estructural de albañilería confinada al presentar una mayor rigidez, se verificó que sus desplazamientos y distorsiones son menores.

Merodio y Vásquez (2018) en su tesis titulada ***“Estudio comparativo del comportamiento y diseño estructural de un edificio multifamiliar de 5 pisos diseñado con los sistemas de albañilería confinada y muros de ductilidad limitada en suelo flexible en la ciudad de Piura”*** de la UPC de Lima, planteo objetivo analizar el comportamiento ante cargas sísmicas de una edificación de 05 pisos, dicha edificación tendría dos tipos de configuraciones estructurales, una con un sistema de albañilería confinada y el otro sistema a base de muros de ductilidad limitada. Dicha tesis se desarrolló utilizando una metodología de investigación tipo aplicada, como muestra utilizó un edificio multifamiliar de 5 pisos, el autor llegó a la conclusión que frente un evento sísmico severo, una edificación con un sistema de albañilería confinada tendría mayores desplazamientos laterales y mayores distorsiones de entre piso, en comparación a un sistema estructural de ductilidad limitada.

Quispe (2016) en su tesis titulada ***“Influencia del sistema estructural en la resistencia sísmica de una edificación multifamiliar de 7 pisos en la urb. Pre-urbana Huertos de Naranjal Mz. d Lt. 10, San Martín de Porres”*** de la UPN de Lima, planteo como objetivo examinar la resistencia del sistema estructural dual y el sistema a base de muros de ductilidad limitada. Dicha tesis se desarrolló utilizando una metodología de investigación tipo aplicada, como muestra utilizó un edificio multifamiliar con 07 pisos, el autor llegó a la conclusión que el sistema estructural con muros de ductilidad limitada presentó el mejor desempeño, esto con respecto al sistema estructural de concreto dual.

Posterior a la revisión de los antecedentes nacionales, se recurrió a la búsqueda de antecedentes internacionales, las cuales se presentan a continuación:

Viera y Campaña (2015) en su tesis titulada **“Análisis Comparativo de los Sistemas Estructurales: Aporticado y Muros Portantes, Edificio de 10 Pisos en Quito”** de la Universidad Central de Ecuador, planteo como objetivo comparar los parámetros estructurales globales para dos alternativas constructivas, una de sistema estructural de concreto armado aporticado y la otra con un sistema estructural de muros portantes de concreto armado con muros, ambas en una edificación con 10 pisos, el autor llegó a la conclusión que el edificio con muros portantes obtuvo una mayor fuerza como cortante basal, tanto en el análisis sísmico estático y el dinámico, esto se relaciona directamente con el peso de la estructura, al ser una estructura más pesada genera mayores fuerzas en comparación con el sistema estructural aporticado, por otro lado la estructura aportificada presentó mayores desplazamientos de entrepiso por su ductilidad. Por último, se determinó que el edificio con muros portantes tiene limitación en la distribución de espacios.

Enríquez y López (2017) en su tesis titulada **“Análisis del diseño sismo resistente en estructuras elaboradas con mampostería confinada, aplicadas en edificaciones mayores a dos pisos de altura”** de la Universidad Nacional de Chimborazo de Ecuador, tuvo como objetivo el análisis estático en edificaciones con un sistema estructural de muros de mampostería confinada. Dicha tesis desarrolló utilizando una metodología de investigación tipo aplicada, utilizó como muestra un edificio multifamiliar de 03 pisos, el autor llegó a la conclusión de que la vulnerabilidad sísmica en edificaciones de mampostería confinada puede reducirse al cumplir lo estipulado en normas y manuales de construcción, en lo referente a detalles presentes en los aspectos geométricos, constructivos y estructurales.

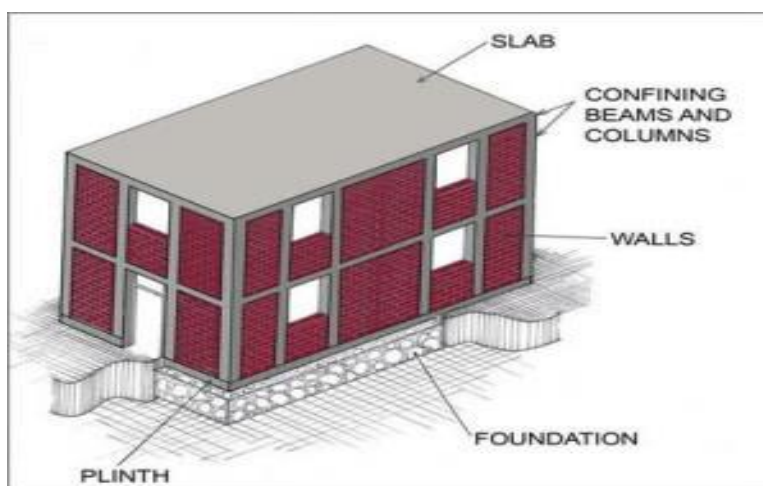


Finalmente, para poder entender y diseñar una edificación con los dos sistemas estructurales propuestas para la presente tesis, es necesario conocer las bases teóricas:

**Análisis estructural:** Según Kassimali (2015) “El análisis estructural se podría definir como la predicción aproximada y/o la determinación del desempeño de una estructura ante diversas solicitaciones en cualquier dirección y con cualquier sentido, o también producto del movimiento en los apoyos, o también por los cambios de temperatura, etc.” (p.03).

**Sistema estructural de albañilería confinada:** Este sistema está constituido por muros portantes compuestos de unidades de albañilería, confinados con columnas de amarre de manera vertical y vigas soleras de manera horizontal, ambas de concreto armado. Este sistema es uno de los más utilizados para edificaciones en el Perú.

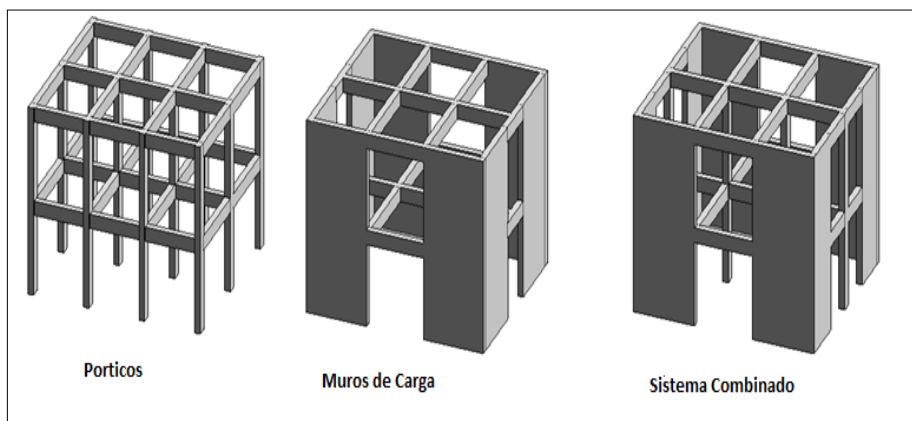
“Son las edificaciones que utilizan como elementos sismorresistentes los muros hechos a base de unidades de albañilería de arcilla, conocidos coloquialmente como ladrillos, o también hechos a bases de unidades de concreto, también conocidos como bloques”. (Norma Técnica Peruana E.030, 2018, p.07)



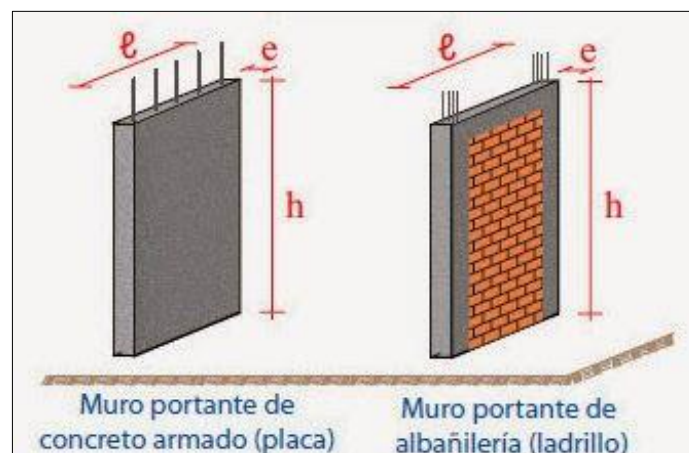
*Figura 01.* Sistema de albañilería confinada.

**Sistema estructural de concreto armado dual:** Este sistema está constituido por una combinación distintos elementos estructurales como de muros de corte, con presencia de vigas y columnas de concreto armado, las cuales se llegan a intersecar y ensamblar, creando una estructura mixta. Este sistema dual tiene una mayor aceptación en el medio local, para estructuras de gran envergadura ya que posee una buena durabilidad.

“Son aquellas estructuras que resisten y disipan las fuerzas sísmicas por intermedio de la combinación de elementos estructurales como pórticos, los cuales están compuestos de vigas y columnas, y muros estructurales. Donde la fuerza cortante que toman los muros tiene que ser mayor al 20% y que, a su vez, tienen que tomar menor al 70% de la fuerza cortante producida en la base del edificio”. (Norma Técnica Peruana E.030, 2018, p.07)



*Figura 02.* Συστημα δε χονχρετο αρμαδο δυαλ.



*Figura 03.* Μυροσ πορταντες.

**Normativa de Diseño:** Nos brinda y establece los parámetros mínimos para el diseño de edificaciones, y con ello garantizar un comportamiento sísmico óptimo. Las normas empleadas en la presente tesis son las que se estipulan en el Reglamento Nacional de Edificaciones.

E-020	Cargas
E-030	Diseño sismorresistente
E-050	Suelos y cimentaciones
E-060	Concreto armado
E-070	Albañilería

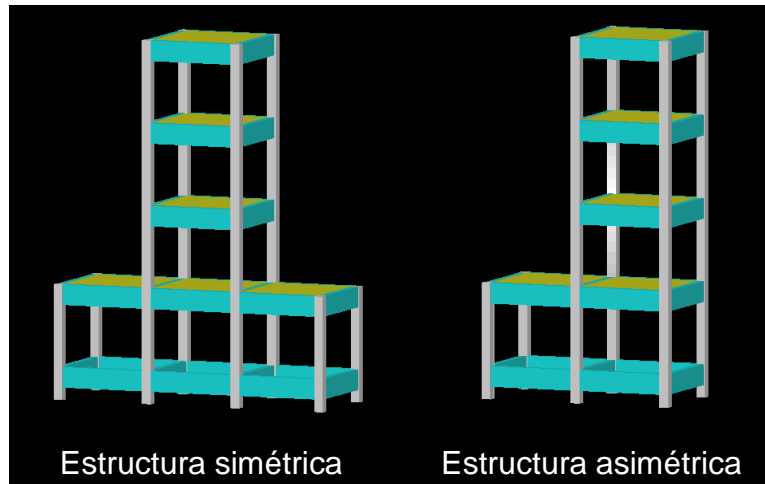
*Φigura 04.* Νορματιπα ναχιοναλ.

**Concepción Estructural Sismorresistente:** Es definir la disposición y características estructurales de la edificación, para garantizar un mejor desempeño de la estructura tomando en consideración los siguientes aspectos:

- a) Simetría, tanto en la distribución de masas como de rigideces.
- b) Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- c) Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- d) Resistencia adecuada, en ambas direcciones principales, frente a las cargas laterales.
- e) Continuidad estructural, tanto en planta como en elevación.
- f) Ductilidad, entendida como la capacidad de deformación de la estructura más allá del rango elástico.
- g) Deformación lateral limitada.
- h) Inclusión de líneas sucesivas de resistencia (redundancia estructural).
- i) Consideración de las condiciones locales.
- j) Buena práctica constructiva y supervisión estructural rigurosa.

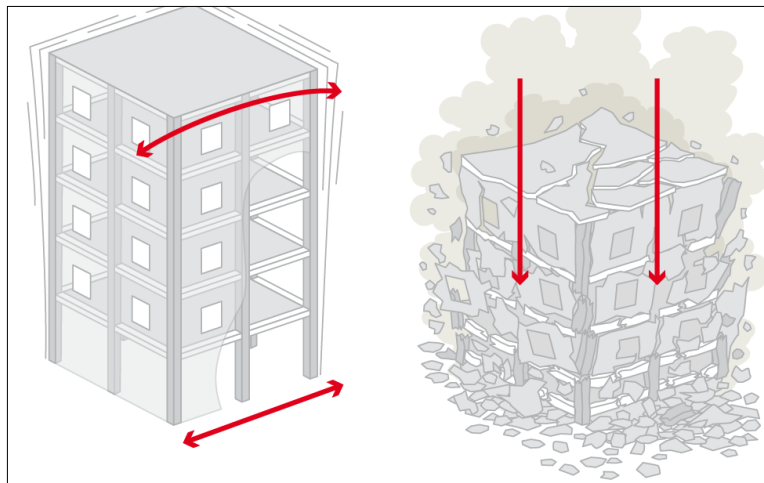
*Φigura 05.* Χονχεπχι (ν Εστρυχτυραλ

**Simetría:** Es recomendable e importante establecer una simetría de la estructura, esta simetría debe ser en planta y, a su vez, en elevación, para que, con ellos lograr prevenir efectos torsionales, el cual ocurre frecuentemente en la mayoría de estructuras asimismo se recomienda que el centro de masas coincida con el centro de rigidez.



*Φigura 06. Σιμετρία εστρυχτυραλ.*

**Resistencia:** Vendría dada por la capacidad y propiedad que tiene cada elemento estructural para poder resistir las fuerzas que se le apliquen y, a su vez no llegue a romperse. Esto depende de muchos factores, como el material empleado, la geometría de cada elemento y el tipo de unión entre los elementos.



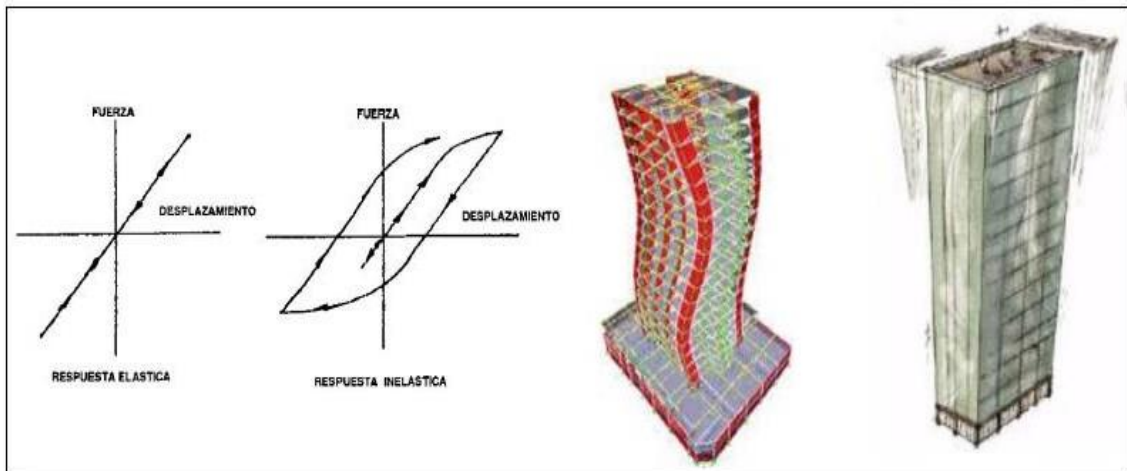
*Φigura 07. Ρεσιστενχια εστρυχτυραλ.*

**Continuidad:** Todas las deben tener una continuidad en planta y elevación, para no generar un cambio brusco de rigidez, y evitar las concentraciones de esfuerzos en ciertos elementos.



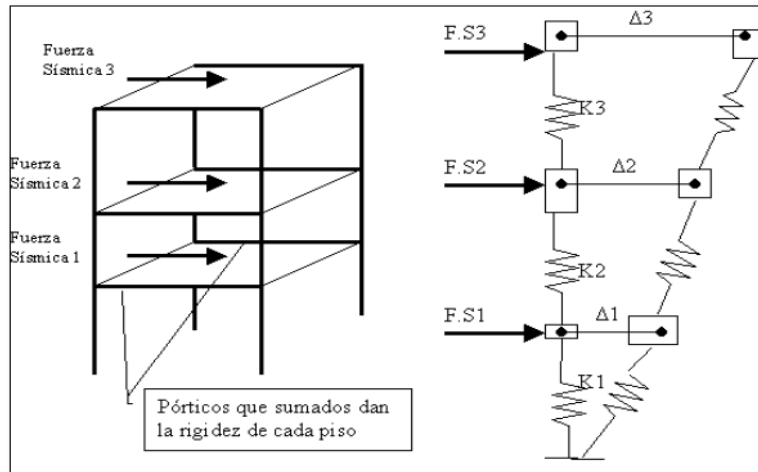
*Φιγυρα 08.* Χοντινυιδαδ εστρυχυτραλ.

**Ductilidad:** Es la propiedad de los elementos estructurales para tener deformaciones, sobrepasando su límite elástico e incursionando en su etapa inelástica, sin reducir de manera significativa su rigidez o resistencia.



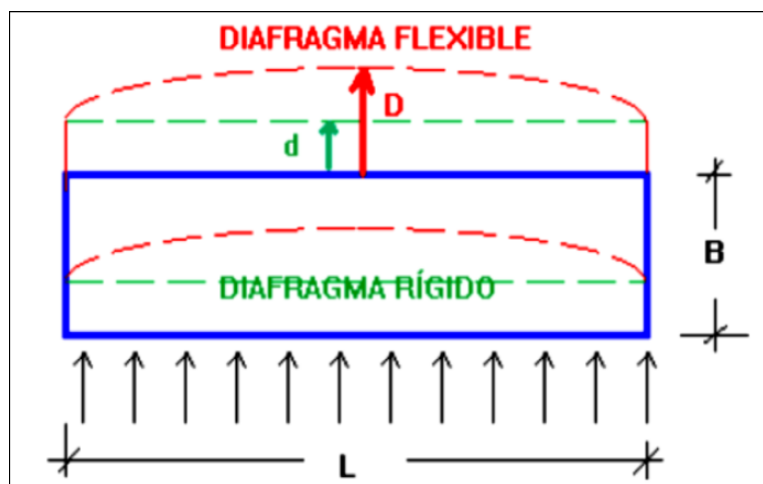
*Φιγυρα 09.* Δυχυτιλιδαδ εστρυχυτραλ.

**Rigidez:** Es la propiedad que tienen los elementos estructurales para oponerse a las deformaciones, también podría definirse como la capacidad de los elementos estructurales para soportar cargas sin deformarse o desplazarse de manera excesiva.



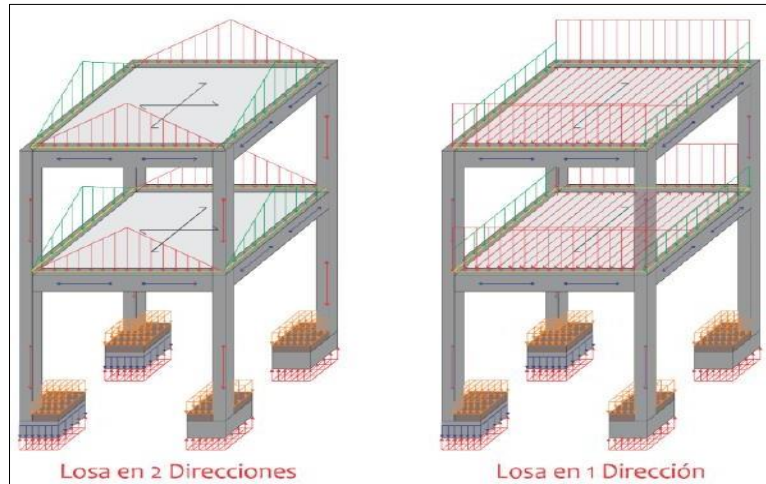
Φιγυρα 10. Ριγιδεξ εστρυχυραλ.

**Diagrama rígido:** Es un elemento estructural que tiene como principal función amarrar los muros de la construcción y garantizar deformaciones laterales y verticales de manera uniforme. Un diafragma debe cumplir que su largo máximo no exceda cuatro veces su ancho.

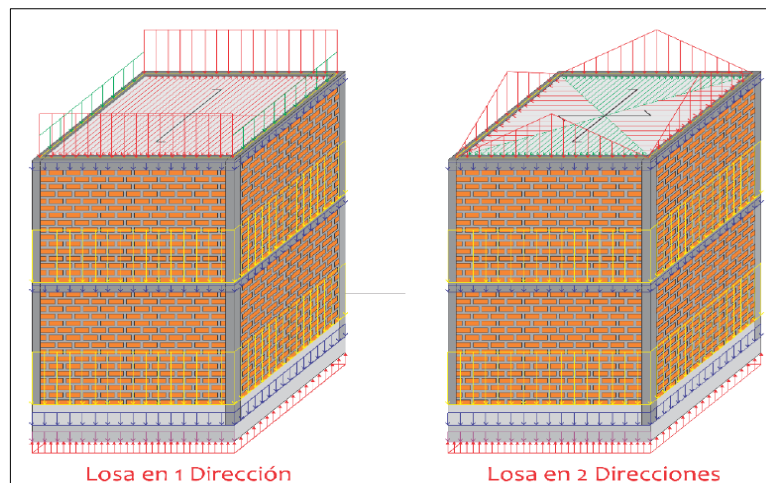


Φιγυρα 11. Διαφραγμα ρίγιδο.

**Cargas estructurales:** Son las fuerza verticales y horizontales que la estructura tendrá que soportar durante su vida útil, además estas cargas se irán distribuyendo por toda la estructura y siempre van derivar o llegar a las zapatas o cimientos.



*Figura 12.* Χαμινό δε χαργασ παρα σιστεμα χονχρετο αρμαδο.



*Figura 13.* Χαμινό δε χαργασ παρα σιστεμα αλβαλιερια.

**Carga muerta:** Vendría ser el peso propiamente de los elementos que componen la estructura y que, a su vez, las cuales no tendrán una variación de posición o intensidad, por ejemplo, el peso generado por las columnas, muros, losas, cimientos, vigas, entre otros elementos.

Concreto armado	2400 kg/m <sup>3</sup>
Albañilería	1350 kg/m <sup>3</sup>
Losa Aligerada	250 kg/cm <sup>2</sup>
Piso terminado	100kg/m <sup>2</sup>

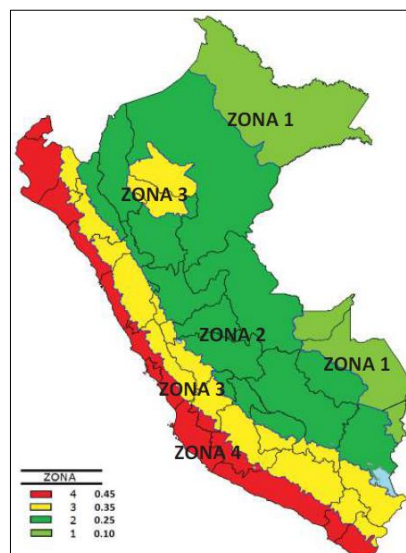
*Φιγυρα 14.* Χαργασ μβερτας Ε.020.

**Carga viva:** Este tipo de cargas si presenta variación con respecto al tiempo, y está conformada por el peso del mobiliario o individuos que albergaran o se transportaran en la edificación, también lo componen los muebles o equipos móviles.

Viviendas	200kg/m <sup>3</sup>
Techos	100kg/m <sup>3</sup>
Corredores	200 kg/cm <sup>2</sup>
Escaleras	200 kg/cm <sup>2</sup>

*Φιγυρα 15.* Χαργασ πιπασ Ε.020.

**Zonificación (Z):** Actualmente el territorio nacional se considera dividido en 04 zonas sísmicas, dicha zonificación se encuentra basada en cómo se comporta sísmicamente el terreno en nuestro país. (Norma Técnica Peruana E.030, 2018, p.04)



*Φιγυρα 16.* Μαπρα δε Ζονιφιχαχι Γν √ζ∇.



**Parámetros de sitio (S, Tp y TL):** Son para describir las condiciones locales y tipo de perfil que presente el terreno, para lo cual se utilizará los valores del factor de amplificación del suelo denominado con la sigla “S” y de los períodos denominados con las siglas “TP” y “TL” dados en las Tablas N° 3 y N° 4. (Norma Técnica Peruana E.030, 2018, p.06)

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO “S”				
ZONA \ SUELO	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>4</sub>	0,80	1,00	1,05	1,10
Z <sub>3</sub>	0,80	1,00	1,15	1,20
Z <sub>2</sub>	0,80	1,00	1,20	1,40
Z <sub>1</sub>	0,80	1,00	1,60	2,00

*Φιγυρα 17.* Φαχτορ δε συελοσσ.

Tabla N° 4 PERÍODOS “T <sub>p</sub> ” Y “T <sub>L</sub> ”				
	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
T <sub>p</sub> (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T <sub>L</sub> (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

*Φιγυρα 18.* Περιοδος σσππσ ψ σσλσ.

**Categoría de las edificaciones (U):** El factor de uso, el cual se encuentra definido en la Tabla N° 5, se utilizará según la clasificación y el uso que presente la edificación. (Norma Técnica Peruana E.030, 2018, p.06)

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"			
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U	
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1	
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1,5	
	B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
	C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2	

*Φιγυρα 19.* Χατεγορια δε εδιφιχαχιονεσ ∇Υ∇.

### Factor de amplificación sísmica (C):

El factor "C" es el factor con que se amplificará la aceleración de la estructura con respecto a la aceleración en el suelo. (Norma Técnica Peruana E.030, 2018, p.06)

$T < T_P$	$C = 2,5$
$T_P < T < T_L$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$
$T > T_L$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$

*Φιγυρα 20.* Φαχτορ δε αμπλιφιχαχι ρν σί σμιχα ∇Χ∇.

**Sistemas Estructurales y su Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R<sub>0</sub>):** Esta clasificada de acuerdo al material utilizado o el más predominante y, a su vez, dependerá al sistema estructural de la edificación en cada dirección de análisis, los coeficientes están estipulados en la Tabla N° 7. Es preciso mencionar si la edificación que se esté evaluando, presente más de un sistema estructural, normalmente un tipo para cada dirección, se toma el menor coeficiente de ambos. (Norma Técnica Peruana E.030, 2018, p.07)

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R <sub>0</sub> (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
<b>Albañilería Armada o Confinada</b>	3
<b>Madera</b>	7(**)

*Φιγυρα 21. Σιστεμα Εστρυχτυραλεσ ψ Χοεφιχιεντε δε Ρεδυχι Γv.*

**Análisis estático:** Este diseño sísmico está basado en aplicar cargas en cada uno de sus niveles con el fin de simular el efecto del sismo en la estructura, para la distribución de estas cargas se tiene que suponer que se generaran de manera triangular, cuyas fuerzas se van a generar en el centro de masas de cada diafragma o entrepiso de la edificación evaluada o en estudio. Es preciso mencionar que este análisis puede aplicarse a estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, asimismo el presente análisis servirá determinar el análisis dinámico, debido a que el análisis dinámico debe ser el 90% del análisis estático (Norma Técnica Peruana E.030, 2018, p.09)

**Análisis dinámico:** Este análisis consiste en hallar la combinación modal espectral de la estructura ante distintas cargas dinámicas, con el fin de determinar las fuerzas, así como los desplazamientos que se generan en la estructura producto de las fuerzas sísmicas, este análisis es el más utilizado en la actualidad y el más confiable, por lo tanto, cualquier estructura puede ser diseñada y calculada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral, (Norma Técnica Peruana E.030, 2018, p.10)

### **III. METODOLOGÍA**

### 3.1 Tipo y Diseño de Investigación

Previamente a la identificación del tipo de investigación y la identificación del diseño de investigación, es preciso mencionar que el presente proyecto de investigación tiene un enfoque cuantitativo, porque se va examinar los datos numéricos de manera objetiva.

**Tipo de investigación:** Es Aplicada, esto es debido a que se utilizará el conocimiento teórico recopilado de la bibliografía, literatura y/o referencias existentes, cuya documentación fue seleccionada y evaluada con el fin de ser aplicada en la solución del problema, así mismo se empleará los conocimientos científicos y tecnológicos vigentes a nivel nacional para efectuar el análisis estructural de los sistemas de estructurales de albañilería confinada y de concreto armado dual, cuyos resultados serán analizados, interpretados y comparados.

Baena (2017) indicó que “La investigación Aplicada, por su parte, se concentra en las posibilidades de llevar a la práctica las teorías, y se enfoca en resolver las necesidades que se plantea la sociedad y las personas” (p.18).

**Diseño de Investigación:** Es No Experimental, esto es debido a que no se va a manipular deliberadamente las variables.

Hernández, Ramos y Placencia (2018) indicaron que “En los diseños no experimentales no se manipulan de manera deliberada las variables; en otras palabras, se estudian los fenómenos tal como se desarrollan de manera natural, analizando y describiendo las variables, sobre todo describiendo la relación que pueden existir entre las variables” (p.87).

**Alcance Temporal de Investigación:** Es Transversal, debido a que el estudio se efectuará en un momento determinado en el tiempo, por lo que se recogerá datos e información en un único tiempo, con el fin es describir las variables y poder analizar su influencia o relación entre las mismas.

Hernández, Ramos y Placencia (2018) indicaron que “En el caso de los diseños

transaccionales, se las puede emplear cuando el método se aplicará una sola vez” (p.88).

**Nivel de Investigación:** Es Descriptivo – Comparativo porque se procuró detallar las propiedades y características importantes de los grupos que se someten a un análisis.

Hernández, Fernández y Baptista (2014) indicaron que “La investigación descriptiva no solo describe, sino que también reseña y a la vez especifica los rasgos y/o características más importantes del grupo sometido a estudio como: personas, comunidades o cualquier otro” (p.92).

Hernández, Ramos y Placencia (2018) indicaron que “En el diseño transeccional descriptivo se emplea para poder describir las características o propiedades que se estudian de los elementos del muestreo seleccionado, o un solo grupo el cual puede haber sido seleccionado de manera azar”.

### **3.2 Variables y Operacionalización**

**Variable:** Según Arias (2012) nos indica que, “La variable puede ser una característica, cualidad, tipo, magnitud o cantidad, que puede o no puede sufrir cambios y que, a su vez, es objeto de análisis, de medición o control en una investigación” (p.57).

	<b>DEFINICIÓN CONCEPTUAL</b>	<b>DEFINICION OPERACIONAL</b>	<b>DIMENSIONES</b>	<b>INDICADOR</b>	<b>TIPO DE VARIABLE</b>
<b>Variable N°01</b> Análisis Estructural	<b>Kassimali (2015)</b> Describió que “El análisis estructural es la predicción del desempeño de una estructura ante las cargas prescritas y/o efectos externos, tales como movimientos en los apoyos y cambios de temperatura”. <b>(p.08).</b>	El análisis estructural nos indicará los valores máximos de cortante basal, momentos de volteo y distorsiones de entrepiso, que se van a generar en los sistemas estructurales ante un evento sísmico.	Análisis sísmico estático	Rigidez	Numérica
			Análisis sísmico dinámico	Estabilidad	Numérica
			Configuración estructural	Fuerzas	Numérica
<b>Variable N°02</b> Sistema de Albañilería confinada	<b>Norma Técnica Peruana E.030 (2018)</b> indica que “Estructuras de Albañilería: Edificaciones cuyos elementos sismorresistentes son muros a base de unidades de albañilería de arcilla o concreto” <b>(p.07).</b>	Para el análisis del desempeño sísmico del sistema estructural de albañilería confinada se efectuará una simulación en software de una edificación modelada con las propiedades del material predominante en el sistema, guiándonos de los parámetros de diseño normativos vigentes a nivel nacional.	Cortante basal	Propiedad del material	Numérica
			Momentos de volteo	Parámetros Normativos	Numérica
			Distorsiones	Periodos fundamentales	Numérica
<b>Variable N°03</b> Sistema de Concreto Armado Dual.	<b>Norma Técnica Peruana E.030 (2018)</b> indica que “Estructuras de Concreto Armado Dual: Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros es mayor que 20% y menos que 70% del cortante en la base del edificio” <b>(p.07).</b>	Para el análisis del desempeño sísmico del sistema estructural de concreto armado dual se efectuará una simulación en software de una edificación modelada con las propiedades del material predominante en el sistema, guiándonos de los parámetros de diseño normativos vigentes a nivel nacional.	Cortante basal	Propiedad del material	Numérica
			Momentos de volteo	Parámetros Normativos	Numérica
			Distorsiones	Periodos fundamentales	Numérica

*Φιγυρα 22. Οπεραχιοναλιζαχι Γν δε ζαριαβλεσ*



### **3.3 Población, muestra y muestreo**

**Población:** Según Hernández (2014) nos indica que, “Una o la población es un conjunto o grupo de todos los elementos o los casos que concuerdan con una serie de especificaciones o características” (p.174).

Por lo tanto, la población que se contempló en la presente tesis estuvo constituida por una edificación multifamiliar de 05 niveles ubicada en el distrito de Nuevo Chimbote, AA.HH. Los Ficus.

**Muestra:** Según Hernández (2014) nos indica, “la muestra es vendría a ser un subgrupo de la población. Este puede ser un porcentaje o parte de un conjunto definido como población” (p.175).

En ese sentido, la muestra que se contempló en la presente tesis estuvo constituida por una edificación multifamiliar de 05 niveles con un área de 108m<sup>2</sup>, ubicada en la Mz. H Lote 16 del AA.HH. Los Ficus y que, a su vez, la vivienda contó con un sistema de albañilería confinada y con un sistema de concreto armado dual.

**Muestreo:** Según Hernández (2014) nos indica, “las muestras no probabilísticas podrían definirse como un subgrupo o una fracción de la población, donde la elección de los elementos no depende directamente de la probabilidad, más bien dependen de las características de la investigación” (p.176).

En base a ello, el muestreo que se contempló para la presente tesis fue no probabilístico del tipo intensional, por lo tanto, la edificación multifamiliar de 05 niveles fue seleccionada por conveniencia.

### **3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos**

**Técnica:** Según Hernández (2014) nos indica, “Observación: Este método consiste y se centra en el registro sistemático de todos los comportamientos y todas las

situaciones observables, por medio o a través de un conjunto de categorías y subcategorías” (p.252).

Por lo que para la presente investigación se utilizó la técnica de la observación directa y la técnica de análisis documental porque se recopiló la información de las normativas vigentes a nivel nacional, cuya documentación me proporcionó los datos para el desarrollo del análisis en el programa de uso comercial Etabs v.19.

**Instrumentos:** Según Hernández (2014) nos indica, “Recolectar los datos se determina a la realización de un plan o una estrategia de diversos procedimientos que nos conduzcan a reunir datos de interés con un propósito específico” (p.198).

Como instrumentos se utilizó una ficha de observación, colocándose todos los datos registrados en campo parámetros que fueron necesarios para el análisis. asimismo, se utilizó una ficha de análisis de información en cual se registró la información analizada.

Posterior a ello, se utilizó como instrumentos electrónicos los programas especializados Excel y Etabs v.18.

### **3.5 Procedimientos**

Como trabajo inicial se procedió con la recolección de datos, para lo cual se efectuó una visita de campo al distrito de Nuevo Chimbote, provincia de Santa, departamento de Ancash, con el fin de identificar y seleccionar la vivienda a evaluar en esa zona. Identificándose muchas viviendas con sistemas de albañilería confinada y concreto armado dual, es por ello que se definió realizar el análisis a una vivienda de tipo intensional.

Una vez efectuada la visita de campo y recolección de información in-situ, se definió el diseño y la distribución arquitectónica de la edificación, luego se procedió con el análisis estructural, con ayuda del reglamento nacional de edificaciones para el diseño sísmico, para lo cual utilizamos para el análisis estructural los programas Excel y Etabs v.18.

### **3.6 Método de análisis de datos**

El método de análisis de datos que se utilizó en la presente investigación, es del tipo inferencial o también conocida como estadística inferencial. Debido a que se va deducir características generales de una población, en base a las pruebas realizadas a una muestra de la misma, por lo que, con los resultados obtenidos se podrá predecir el comportamiento sísmico, los esfuerzos en el terreno y la resistencia de diversas edificaciones con sistemas estructurales de albañilería confinada y concreto armado dual.

Toda la información obtenida del software Etabs, será recopilada, ordenada comparada y analizada para poder interpretar los resultados, todo mediante cuadros y herramientas como Excel y, de este modo, alcanzar un nivel de validez óptimo de los resultados, sin vulnerar las dimensiones y el alcance de la presente investigación del estudio.

### **3.7 Aspectos éticos**

La presente investigación debe ser respetada y se debe respetar la información que se utilizará, por lo tanto, se citará las fuentes y referencias bibliográficas que sirvieron como guía para el desarrollo de la investigación. Asimismo, los resultados finales se reportarán con honestidad y veracidad, sin importar los resultados obtenidos, reconociendo nuestras limitantes y las limitaciones de la investigación.

#### **IV. RESULTADOS**

## 4.1 Sistema Dual:

### 4.1.1 Propiedades del Material:

#### 4.1.1.1 Concreto Armado:

El para efectuar el análisis se debe iniciar con la asignación de las propiedades características de cada material:

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

Peso volumétrico del concreto:  $\delta c=2.4 \text{ tn/m}^3$

Módulo de elasticidad:  $E_c=15\ 000 \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2 =2173706.51 \text{ tn/m}^2$

Módulo de poisson:  $u_c=0.15$

Módulo de corte:  $G_c=E_c/(2(1+u_c)) =945089.79 \text{ tn/m}^2$

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box with the following values:

- Material Name: CONCRETO F'C=210KG/CM2
- Material Type: Concrete
- Directional Symmetry Type: Isotropic
- Material Display Color: [Grey swatch]
- Material Notes: [Empty field]
- Specify Weight Density:  (Selected)
- Specify Mass Density:
- Weight per Unit Volume: 2.400 tonf/m³
- Mass per Unit Volume: 0.244732 tonf-s³/m⁴
- Modulus of Elasticity, E: 2173706.51 tonf/m²
- Poisson's Ratio, U: 0.15
- Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C
- Shear Modulus, G: 945089.79 tonf/m²
- Design Property Data: [Modify/Show Material Property Design Data...]
- Advanced Material Property Data: [Nonlinear Material Data...], [Material Damping Properties...], [Time Dependent Properties...]
- Modulus of Rupture for Cracked Deflections:  Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)
- User Specified:  [Empty field]

Φιγυρα 23. Προπιεδαδες δελ χονχρετο παρα ελ σιστεμα δυαλ.

#### 4.1.1.2 Acero:

Acero de fluencia:  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

Peso volumétrico del acero:  $\delta_s=7.849 \text{ tn/m}^3$

Módulo de elasticidad:  $E_s=2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ .

Material Property Data

**General Data**

Material Name: ACERO DE REFUERZO FY=4200

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color: [Blue] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density  Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 7.849 tonf/m<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume: 0.80038 tonf-s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 20000000 tonf/m<sup>2</sup>

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

**Design Property Data**

Modify/Show Material Property Design Data...

**Advanced Material Property Data**

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Φιγυρα 24. Προπιεδαδες δελ αχερο παρα ελ σιστεμα δυαλ.

## 4.1.2 Pre-Dimensionamiento:

### 4.1.2.1 Vigas:

Se utilizó la luz libre con mayor longitud entre columnas de un pórtico, cuyas longitudes son de 5.20m para el eje principal y de 3.15m para el eje secundario.

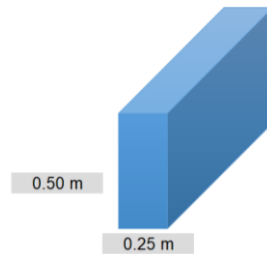
#### VIGAS PRINCIPALES

$$h1 = L/10 \text{ ó } h2 = L/12$$

L: Luz libre de la viga	L =	5.20 m
h1: Peralte de viga	h1 =	0.52 m
h2: Peralte de viga	h2 =	0.43 m
h: Peralte definido	h def. =	0.50 m

$$b1 = h*0.3 \text{ ó } b2 = h*0.5$$

b1: Ancho de la viga	b1 =	0.15 m
b2: Ancho de la viga	b2 =	0.25 m
b: Ancho definido	b def. =	0.25 m



Φιγυρα 25. Περαλτε ψ ανχηνο δε вигα πρηνχηπαλ παρα σιστεμα δυαλ.

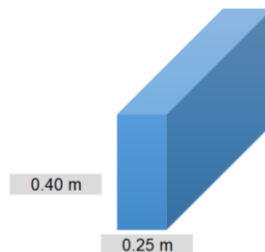
#### VIGAS SECUNDARIAS

$$h1 = L/10 \text{ ó } h2 = L/12$$

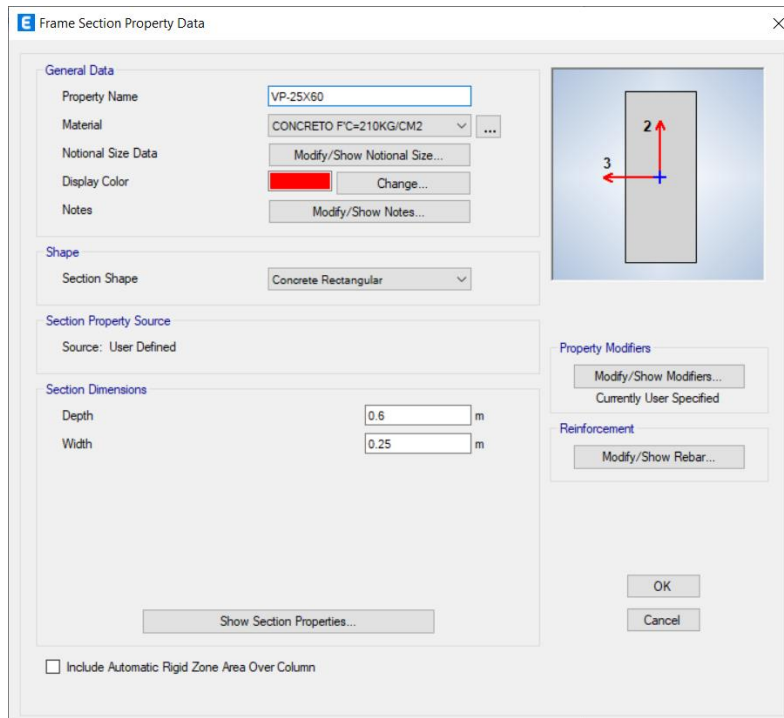
L: Luz libre de la viga	L =	3.15 m
h1: Peralte de viga	h1 =	0.32 m
h2: Peralte de viga	h2 =	0.26 m
h: Peralte definido	h def. =	0.40 m

$$b1 = h*0.3 \text{ ó } b2 = h*0.5$$

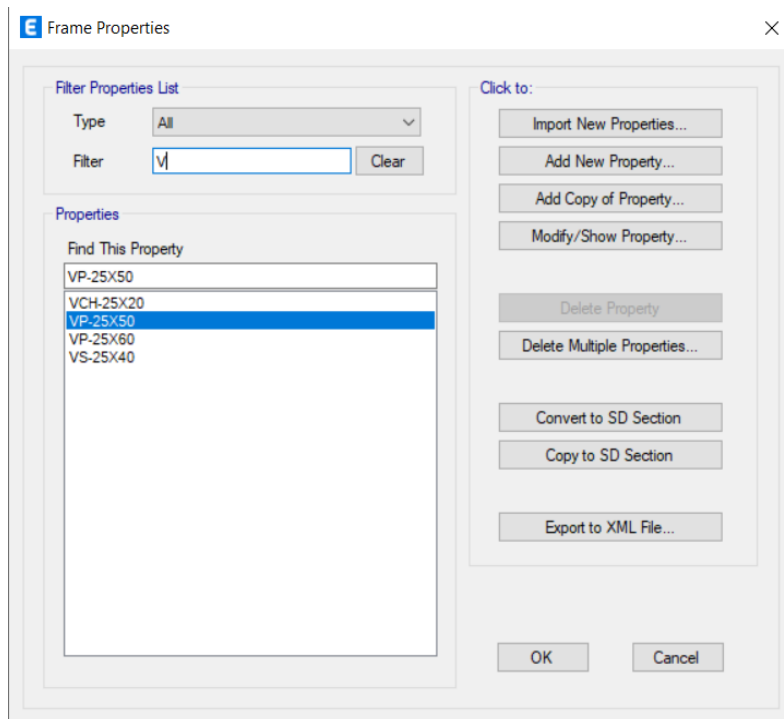
b1: Ancho de la viga	b1 =	0.12 m
b2: Ancho de la viga	b2 =	0.20 m
b: Ancho definido	b def. =	0.25 m



Φιγυρα 26. Περαλτε ψ ανχηνο δε вигα σεχυνδαρια παρα σιστεμα δυαλ.



Φιγυρα 27. Δεφινιχι Γν δε πιγα πρινηπιαλ παρα ελ σιστεμα δυαλ.



Φιγυρα 28. Δεφινιχι Γν δε πιγασ παρα ελ σιστεμα δυαλ.



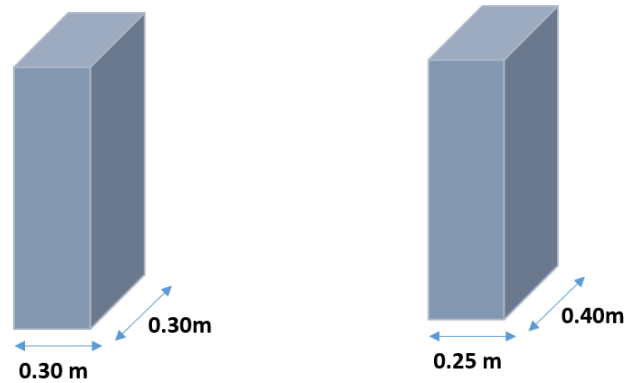
#### 4.1.2.2 Columnas y Placas:

Se utilizó un área tributaria de 6.69 m<sup>2</sup>, para poder pre-dimensionar la columna con mayores cargas axiales:

#### COLUMNAS ESTRUCTURALES

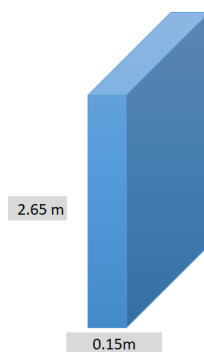
$$\text{Área Columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 * f'c}$$

P(servicio)=	P*Atribut.*Npisos	
f'c: Resistencia del concreto	f'c =	210 kg/cm <sup>2</sup>
P: Carga en kg/m <sup>2</sup>	P=	1,000 kg/m <sup>2</sup>
Atribut: Área Tributaria	At=	6.69 m <sup>2</sup>
Npisos: Número de pisos	N =	5
P(servicio): Carga servicio	P(serv) =	33,450.00 kg
Ac: Área columna requerido	Ac =	353.97 cm <sup>2</sup>
Sección bxh	Ac =	30x30cm

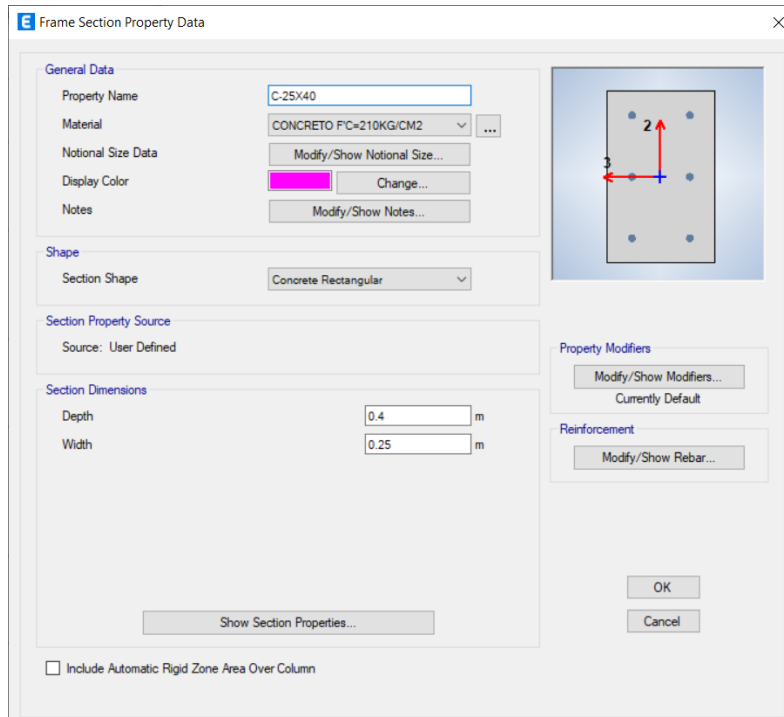


Φιγυρα 29. Περαλτε ψ ανχηνο δε χολυμνας πρινηχιπαλεσ παρα σιστεμα δυαλ.

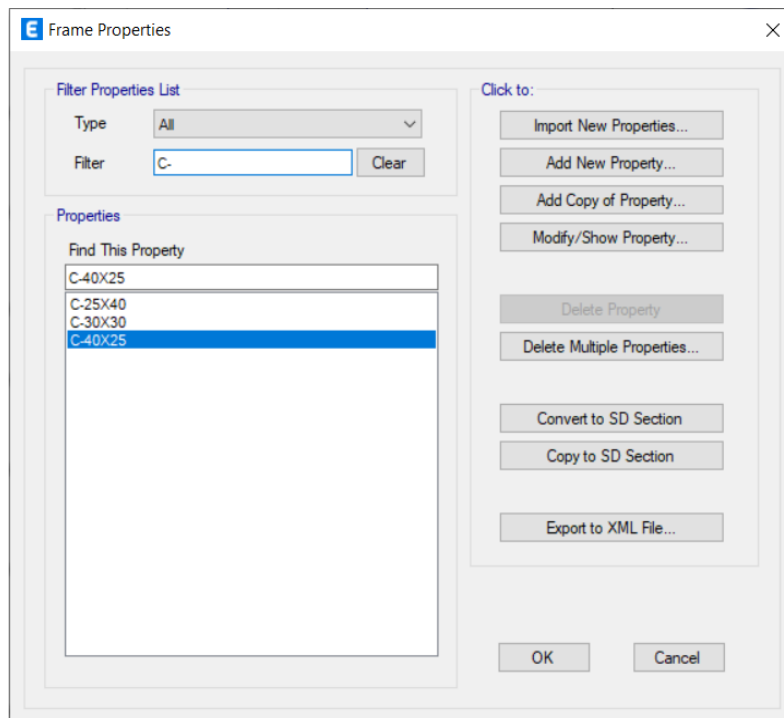
En el sistema dual se consideró un tipo de placa con espesor de 15 cm, cuyo espesor fue seleccionado considerando que la norma E.060, que establece 15 cm como la mínima dimensión para el diseño de muros de corte.



Φιγυρα 30. Εσπεσορ ψ αλτυρα δε πλαχα παρα ελ σιστεμα δυαλ.



Φιγυρα 31. Δεφινιχι Γν δε χολυμνα πρινηπιαλ παρα ελ σιστεμα δυαλ.



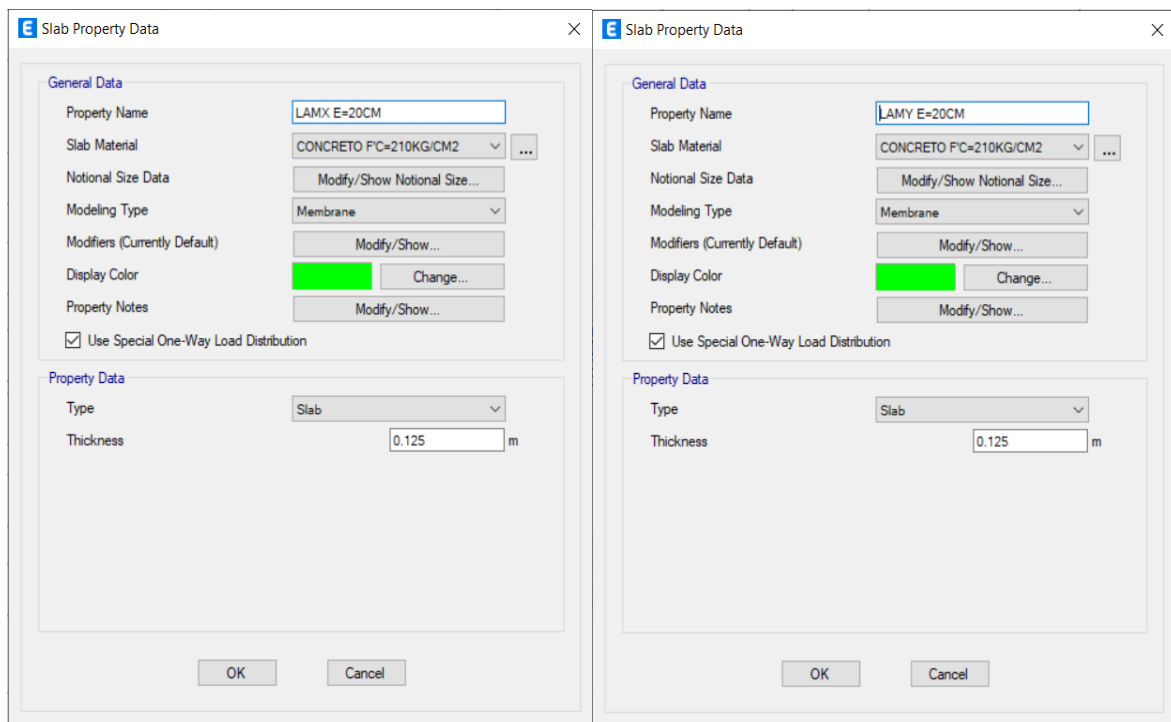
Φιγυρα 32. Δεφινιχι Γν δε χολυμνασ παρα ελ σιστεμα δυαλ.

#### 4.1.2.3 Losa aligerada:

Se utilizó la luz libre del paño más largo de losa aligerada en una dirección, el cual tiene una dimensión de 3.50m, por lo tanto, se va a considerar un espesor de 20cm, debido a que la normativa recomienda un espesor mínimo de  $L/21=0.16m$ .

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

Φιγυρα 33. Εσπεσορ ο Περαλτεο μινιμοο παρα πιγαοο ψ λοοαοο.



Φιγυρα 34. Δεφινιχι γν δε λοοα αλιγεραδα παρα οιοοτεμα δυαλ.

### 4.1.3 Sobrecargas:

#### 4.1.3.1 Carga Muerta (CM)

Peso volumétrico del concreto: 2.40 tn/m<sup>3</sup>

Peso volumétrico de la albañilería: 1.40 tn/m<sup>3</sup>

Peso del piso terminado: 0.10 tn/m<sup>2</sup>

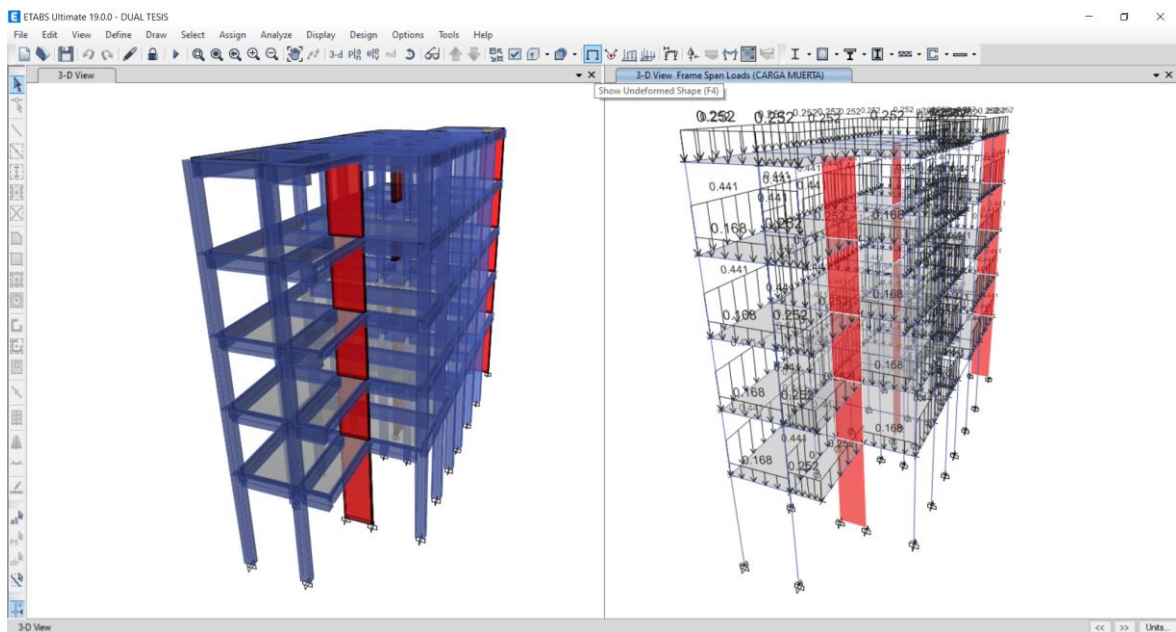
#### 4.1.3.2 Carga Viva (CV)

S/C Vivienda: 0.20 tn/m<sup>2</sup>

S/C Azotea: 0.10 tn/m<sup>2</sup>

### 4.1.4 Modelamiento:

Se efectuó el modelamiento y análisis sísmico de la estructura para evaluar su comportamiento.



Φιγυρα 35. Μοδελαμειντο δελ συστημα δυαλ.

#### 4.1.4.1 Análisis Sísmico:

Previamente al análisis sísmico estático y dinámico se obtuvo el periodo natural de la estructura:

PERIODO FUNDAMENTAL Y MASAS PARTICIPATIVAS						
Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.485	0.0023	0.8914	0.0023	0.8914	0.0001
2	0.431	0.8748	0.0026	0.8772	0.894	0.0025
3	0.395	0.0016	0.00003155	0.8787	0.894	0.8525
4	0.148	0.0002	0.0776	0.879	0.9716	1.555E-06
5	0.13	0.0908	0.0001	0.9698	0.9717	0.0012
6	0.115	0.0019	0	0.9716	0.9717	0.1046
7	0.077	3.767E-06	0.0176	0.9716	0.9892	6.682E-06
8	0.066	0.0187	1.553E-06	0.9903	0.9892	0.00002815
9	0.057	0.0005	0	0.9908	0.9892	0.0258
10	0.048	0.00000061	0.0075	0.9908	0.9967	0.0000127
11	0.042	0.0065	2.054E-06	0.9973	0.9967	0
12	0.036	0	2.541E-06	0.9973	0.9967	0.0076
13	0.033	0.0001	0.0028	0.9974	0.9995	0.0004
14	0.032	0.0008	0.0005	0.9981	1	0.0006
15	0.025	0.0009	0.00001697	0.999	1	0.0023

Φιγυρα 36. Περιοδο δελ σιστεμα δυαλ ψ μασσα παρτιχιπατιπασ.

#### 4.1.4.2 Análisis Sísmico Estático

##### Parámetros sísmicos:

Los parámetros sísmicos se obtuvieron en base al estudio de mecánica de suelos, el cual en sus conclusiones y recomendaciones señalan el tipo de suelo y los periodos cortos y largos para la evaluación sísmica.

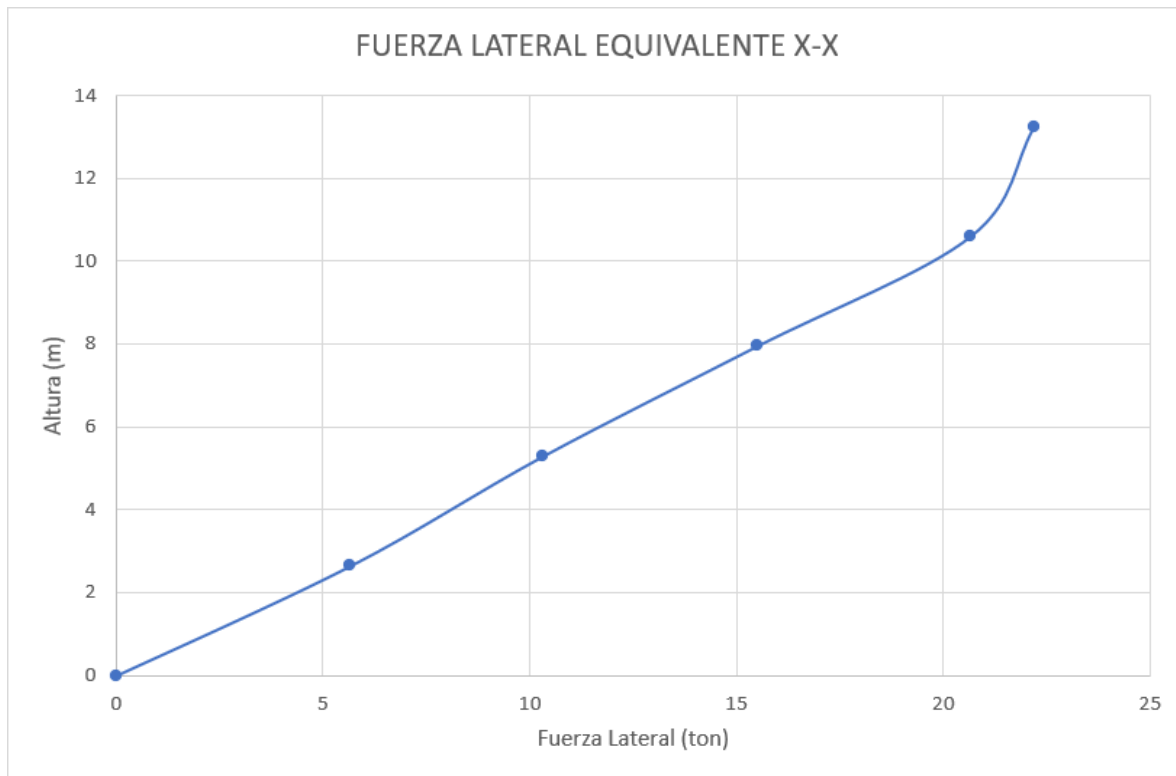
PARAMETROS SIMICOS				
TX=	0.431	TY=	0.485	Segundos
Z=	0.45	Z=	0.45	Zona 4-Nuevo Chimbote
S=	1	S=	1	Suelo S1
TP=	0.4	TP=	0.4	
TL=	2.5	TL=	2.5	
U=	1	U=	1	TIPO "C"
C=	2.32	C=	2.06	
Ro=	7	Ro=	7	Dual Ro=7
la=	1	la=	1	
lp=	1	lp=	1	

Φιγυρα 37. Παραμετροσ σισμιχοσ δελ σιστεμα δυαλ.

**Resultados del A.S.E. dirección X-X:**

<b>RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO EN DIRECCIÓN X-X DEL EDIFICIO DUAL</b>			
<b>NIVEL</b>	<b>PESO POR NIVEL</b>	<b>ALTURAS</b>	<b>CORTANTE POR NIVEL</b>
	<b>Ton</b>	<b>m</b>	<b>Ton</b>
TECHO 05	91.3223	13.25	22.20
TECHO 04	106.245	10.6	20.66
TECHO 03	106.245	7.95	15.49
TECHO 02	106.245	5.3	10.33
TECHO 01	116.574	2.65	5.67

*Φιγυρα 38.* Ανάλισις εστ<τιχο δελ σιστεμα δυαλ Ξ-Ξ.

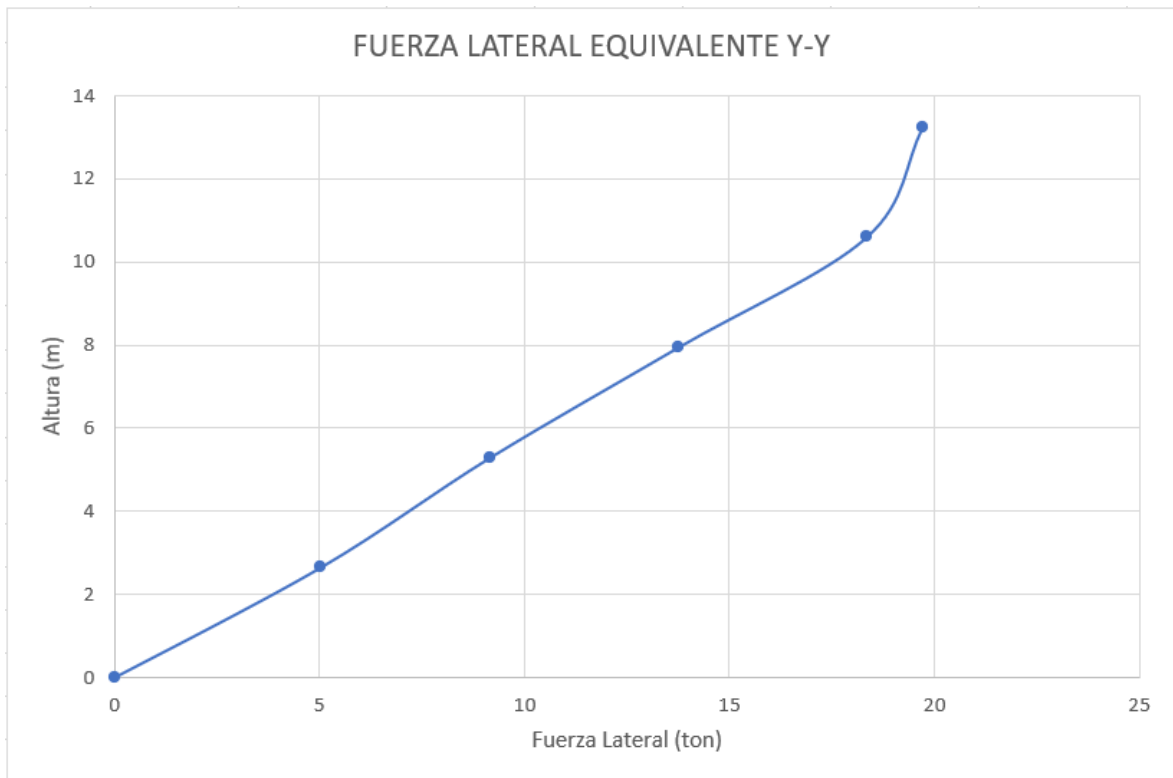


*Φιγυρα 39.* Φυερζασ λατεραλεσ δελ σιστεμα δυαλ Ξ-Ξ.

Resultados del A.S.E. dirección Y-Y:

RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO EN DIRECCIÓN Y-Y DEL EDIFICIO DUAL			
NIVEL	PESO POR NIVEL	ALTURAS	CORTANTE POR NIVEL
	Ton	m	Ton
TECHO 05	91.3223	13.25	19.72
TECHO 04	106.245	10.6	18.36
TECHO 03	106.245	7.95	13.77
TECHO 02	106.245	5.3	9.18
TECHO 01	116.574	2.65	5.04

Φιγυρα 40. Ανάλισις εστ<τιχο δελ σιστεμα δυαλ Ψ-Ψ.

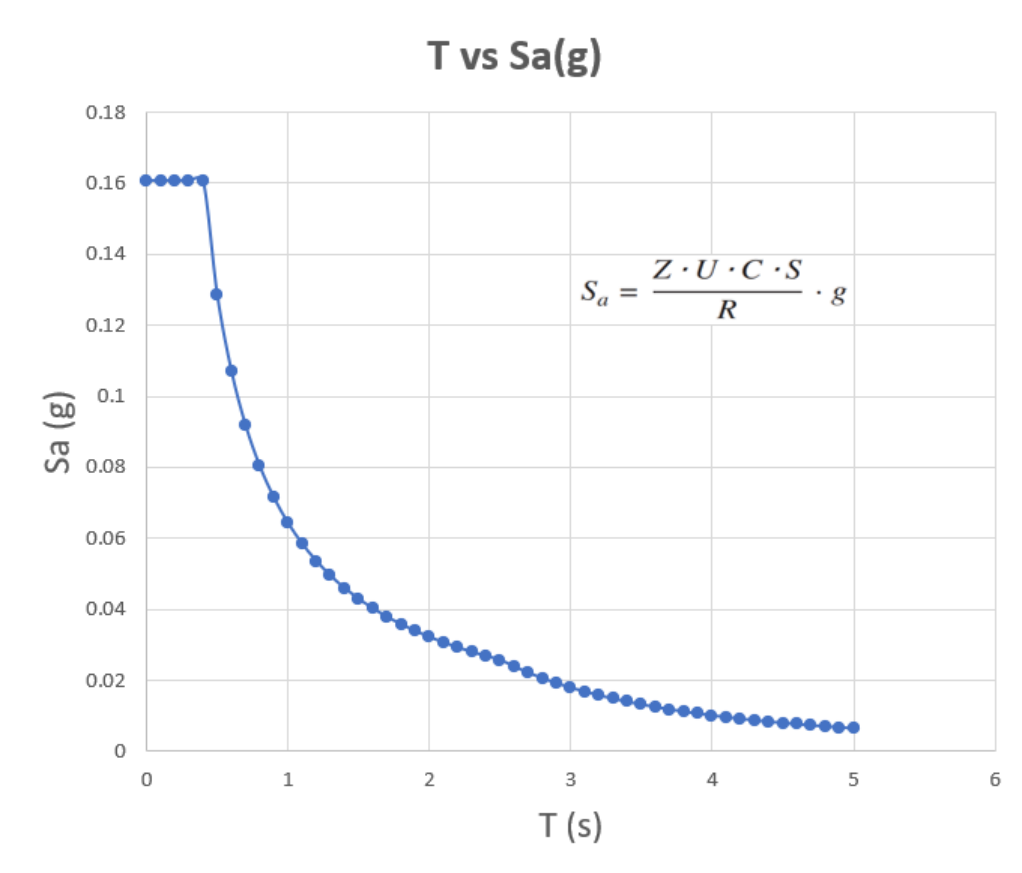


Φιγυρα 41. Φυερζασ λατεραλεσ δελ σιστεμα δυαλ Ψ-Ψ.

#### 4.1.4.3 Ανάλυση Σίσμικο Δυναμικό

La Norma E.030 indica que cualquier estructura puede ser diseñada utilizando los resultados del análisis dinámico, por lo tanto, se efectuó un análisis modal espectral.

Para cada una de las direcciones analizadas se empleó un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones, el cual tendrá el factor de amplificación sísmica como variable (C), asimismo se utilizó un coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas  $R=7$ .



Φιγυρα 42. Εσπεχτρο δε δισε)ο δελ σιστεμα δυαλ.



Resultados del A.S.D. dirección X-X:

<b>RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO X-X</b>				
<b>SISTEMA DUAL</b>				
NIVEL	ALTURAS	CORTANTE	MOMENTOS	DERIVAS
	m	Ton	Ton-m	
TECHO 05	13.25 m	16.9 ton	44.60 ton-m	0.00285
TECHO 04	10.60 m	34.6 ton	135.54 ton-m	0.00393
TECHO 03	7.95 m	48.7 ton	262.92 ton-m	0.00479
TECHO 02	5.30 m	59.2 ton	417.08 ton-m	0.00613
TECHO 01	2.65 m	65.6 ton	684.45 ton-m	0.00427

Φιγυρα 43. Ανάλισις διν(μιχο δελ σιστεμα δυαλ Ξ-Ξ.

Resultados del A.S.D. dirección Y-Y:

<b>RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO Y-Y</b>				
<b>SISTEMA DUAL</b>				
NIVEL	ALTURAS	CORTANTE	MOMENTOS	DERIVAS
	m	Ton	Ton-m	
TECHO 05	13.25 m	14.1 ton	37.41 ton-m	0.00217
TECHO 04	10.60 m	29.0 ton	113.71 ton-m	0.00328
TECHO 03	7.95 m	41.0 ton	221.01 ton-m	0.00428
TECHO 02	5.30 m	50.3 ton	351.74 ton-m	0.00579
TECHO 01	2.65 m	56.1 ton	580.46 ton-m	0.00442

Φιγυρα 44. Ανάλισις διν(μιχο δελ σιστεμα δυαλ Ψ-Ψ.

#### 4.1.5 Diseño de elementos del sistema dual:

##### 4.1.5.1 Diseño de vigas:

Para el diseño de las vigas principales y secundarias se consideró las combinaciones de carga que establece la norma E.060, con ello se obtuvo el momento y cortante último de diseño.

$$U1 = 1.4CM + 1.7CV$$

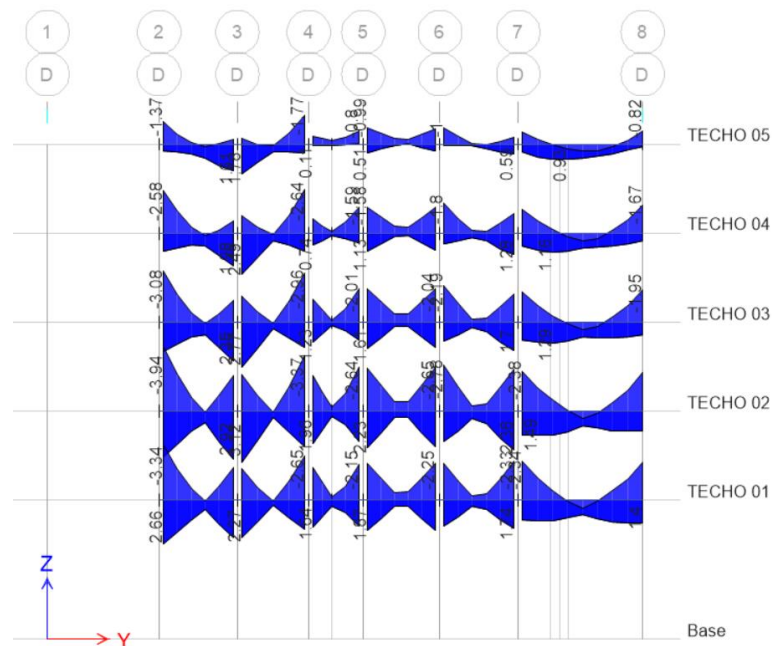
$$U2 = 1.25(CM + CV) \pm SXDISEÑO$$

$$U3 = 1.25(CM + CV) \pm SYDISEÑO$$

$$U4 = 0.9CM \pm SXDISEÑO$$

$$U5 = 0.9CM \pm SYDISEÑO$$

Φιγυρα 45. Χομβοσ δε δισε)ο παρα πιγασ.



Φιγυρα 46. Μομεντοσ δε δισε)ο παρα πιγασ δελ σιστεμα δυαλ.

Para el diseño a flexión se consideró las fórmulas establecidas en la normativa del ACI-318-19, la cual relaciona el área de acero con el bloque de compresiones de la sección rectangular:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{0.85f'_c\phi b}}, \quad A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

**Φιγυρα 47.** Φ (ρμυλασ παρα ελ δισε)ο πορ φλεξι (ν.

Asimismo, se tomó en consideración el área máxima y mínima de acero para elemento sometidos a flexión, donde el área máxima de acero está en función de la cuantía balanceada:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.70 \sqrt{f'_c} b_w d}{f_y} \quad A_{s \text{ max}} = 0.75 A_{sb}$$

**Φιγυρα 48.** Ξρεα δε αχερο μ'νιμα ψ μ(ξιμα.

$$\rho_b = \beta_1 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y}\right)$$

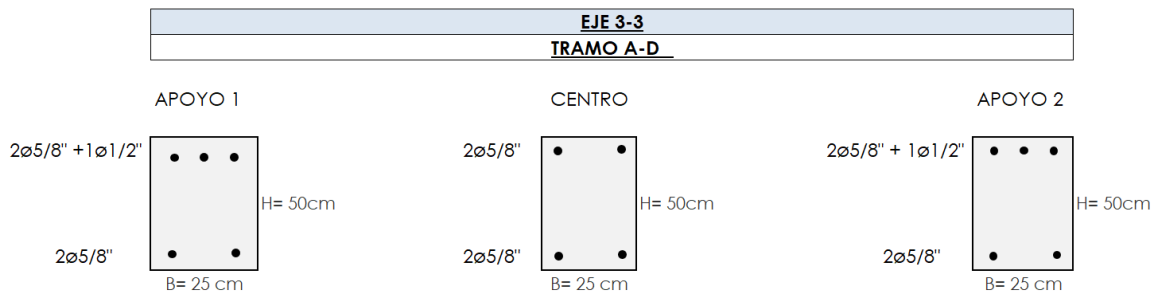
**Φιγυρα 49.** Χυαντια βαλανχεαδα.

Es preciso mencionar que el diseño se efectuó por cada eje de la edificación, en este caso se muestra el diseño de la viga principal de (25x50) perteneciente al portico del eje 3-3:

EJE 3-3																
Tramo	Ubicación de Momento	M (tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As max (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	ρ = As / bd	M max (tn-m)	Trabaja a:	Observ.	1/2	5/8	Total	Verfic.
PRIMER NIVEL - VIGA VP-(0.25x0.50)																
TRAMO A-D	APOYO 1	7.37	25.00	44.26	4.36	4.63	17.63	2.67	0.0042	23.97	Traccion	Hallar As	1	2	5.25	Ok
		1.47	25.00	44.26	0.83	0.89	17.63	2.67	0.0008	23.97	Traccion	Usar Asmin		2	3.96	Ok
	CENTRO	1.74	25.00	44.26	0.99	1.05	17.63	2.67	0.0010	23.97	Traccion	Usar Asmin		2	3.96	Ok
		4.50	25.00	44.26	2.61	2.77	17.63	2.67	0.0025	23.97	Traccion	Hallar As		2	3.96	Ok
	APOYO 2	7.42	25.00	44.26	4.39	4.67	17.63	2.67	0.0042	23.97	Traccion	Hallar As	1	2	5.25	Ok
		1.39	25.00	44.26	0.79	0.84	17.63	2.67	0.0008	23.97	Traccion	Usar Asmin		2	3.96	Ok

**Φιγυρα 50.** Χ(λχυλο δε αχερο λογιτυδιναλ – πιγα πρινηπαλ.

Además, se consideró las recomendaciones establecidas por la normativa nacional para garantizar un comportamiento dúctil de la viga, por lo tanto se suministró 02 varillas de acero en la parte superior e inferior de forma continua, además la resistencia a momentos positivos como negativos en cualquier sección del tramo es mayor que un cuarto que la máxima resistencia a momentos en los nudos.



**Φιγυρα 51.** Σερχχι ίν φιναλ δε πιγα πιρινχιπαλ.

El diseño por corte se realizó de acuerdo a lo establecido por la norma E.060, donde precisa la utilización de estribos de 8mm de diámetro como mínimo, en nuestro caso se decidió colocar estribos de 3/8" para confinar una zona de igual a  $2d$  ( $2 \times 50\text{cm} = 100\text{cm}$ ). En cuanto al espaciamiento que tendrán los estribos dentro de la zona confinada se debe considerar el primer estribo a 10cm, luego se debe considerar el menor valor obtenido de las siguientes expresiones:

- (a)  $d/4$ , pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm;
- (b) Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
- (c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;
- (d) 300 mm.

**Φιγυρα 52.** Εσπαχιαμιεντο μζξιμο δε εστριβος εν πιγα πιρινχιπαλ.

En base a las exigencias para el espaciamiento máximo, se obtuvo el menor valor en la expresión (a) con un espaciamiento de 12cm ( $50/4 = 12\text{cm}$ , pero no es necesario que sea menor a 15cm), conservadoramente se colocó estribos cada 10cm. Con respecto a la zona central se consideró  $0.5d$  ( $40/2 = 20\text{cm}$ ).

La distribución final de los estribos es: 1@5cm, 10@10cm, Rsto@20.

Dicha distribución se corroboró que sea menor a la exigida por el cálculo debido a la demanda de fuerza cortante, el cual debe cumplir:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

**Φιγυρα 53.** Δισε)ο πορ ρεσιστενχια παρα φυερζασ χορταντες.

La resistencia que aporta concreto ante fuerzas cortantes se despreció en el diseño debido a que las fuerzas producidas por el sismo son muy superiores, provocando que el concreto se fisure, por lo tanto se consideró únicamente el aporte del acero:

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

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

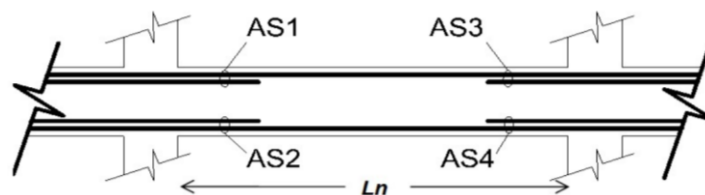
**Φιγυρα 54.** Ρεσιστενχια λα χορτε δελ χονχρετο ψ αχερο εν πιγασ.

Para la determinación de la fuerza cortante de diseño la normativa nos exige un diseño por capacidad, por ello se consideró la mayor fuerza cortante producto de los momentos probables, que para el sistema dual tipo 1, estaría dada por los momentos nominales.

$$M_n = A_s * f_s * (d - a/2)$$

$$a = A_s * f_s / (\beta * f'_c * b)$$

$$f_s = 1.25 * f_y$$



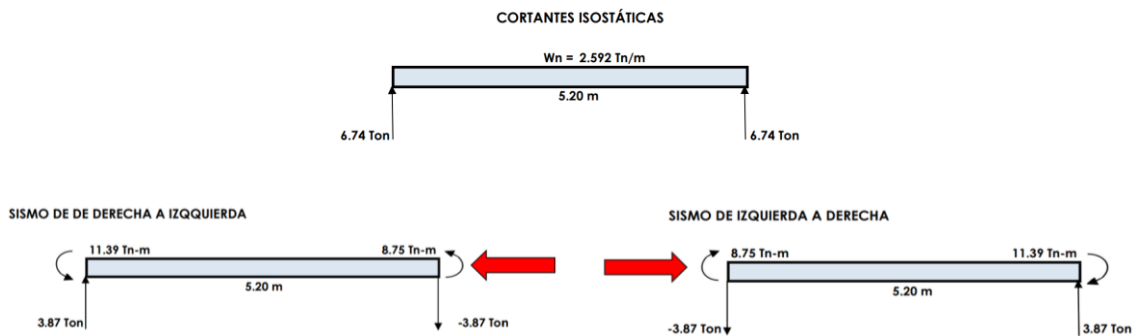
Posicion	a (cm)	M-pro. (ton-m)
As 1	6.18	11.390
As 2	4.66	8.749

Posicion	a (cm)	M-pro. (ton-m)
As 3	6.18	11.390
As 4	4.66	8.749

**Φιγυρα 55.** Ρεσιστενχια νομιναλ δε λα πιγα.

Con los momentos nominales determinados en las caras de los apoyos se procedió obtener las cortante máxima de diseño:

$V_u$ -izq. (ton)	$V_u$ max-izq. (ton)	$V$ -der. (ton)	$V_u$ max-der. (ton)
10.61	10.61 Ton	-2.87	10.61 Ton
2.87		-10.61	



Φιγυρα 56. Δετερμιναχι (ν δε φυερζα χορταντε δε δισε)ο.

Por último, se corroboró el espaciamento que obtendríamos por cálculo sea menor que el establecido por la normativa:

$V_c = 0 ; f_s = 1.25 \cdot f_y$

Cortante mayor del tramo:

$$V_n = V_c + V_s = \frac{V_u}{\Phi}$$

$V_u = 10.61 \text{ Ton}$

$\Phi = 0.85$

$V_n = 12.49 \text{ Ton}$

**Espaciamento de Estribos**

Usando refuerzo de  $\varnothing 3/8"$

$$s = \frac{A_v \cdot f_s \cdot d}{V_n}$$

$A_v = 1.42 \text{ cm}$

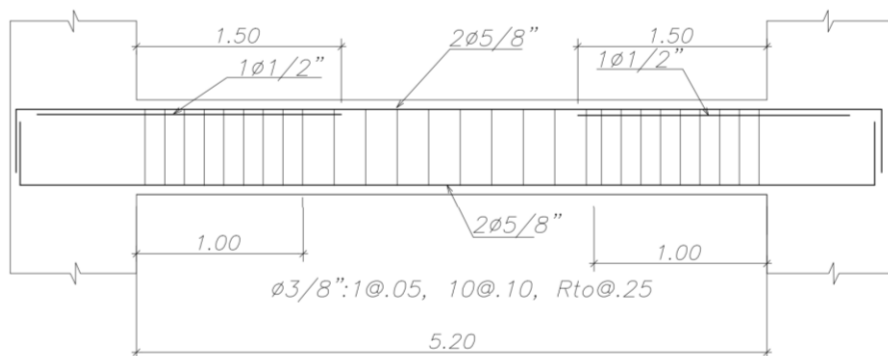
$S = 21.21 \text{ cm}$

Tomar  $S = 20.00 \text{ cm}$

Nº estribos = 5

Φιγυρα 57. Δετερμιναχι (ν δεσ εστριβοσ.

Como podrán observar se corroboró que el espaciamento establecido inicialmente para los estribos es correcto.

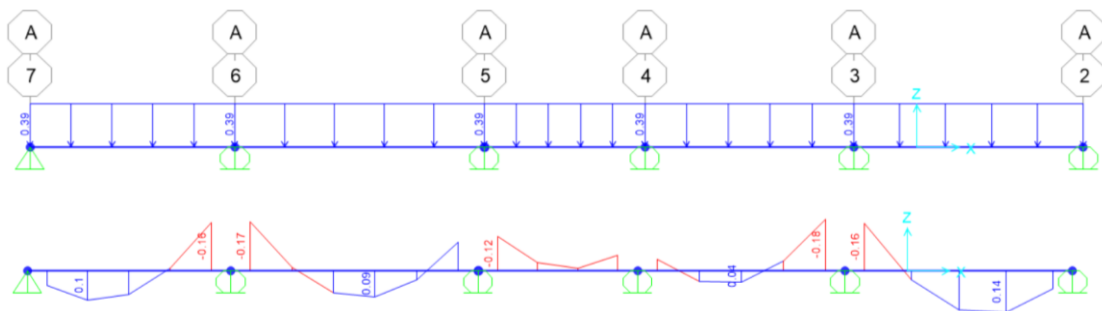


Φιγυρα 58. Διστριβυχι (ν δε αχερο εν πιγασ δελ σιστεμα δυαλ.

#### 4.1.5.2 Diseño de losa aligerada:

Para el diseño de la losa aligerada se inició considerando una losa con espesor de 20cm, cumpliendo con el espesor mínimo establecido por la norma E.060, luego se determinó las cargas de servicio amplificadas ( $1.7cv+1.4cm=338\text{kg/m}$ ), debido que las losas aligeradas se diseñan bajo cargas de gravedad.

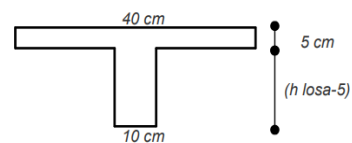
Con respecto al diseño por flexión se efectúa de manera similar que el diseño de vigas rectangulares:



Φιγυρα 59. Χαργασ ψ Δ.Μ.Φ εν λοσα αλιγεραδα δε σιστεμα δυαλ.

Propiedades de una Vigueta típica  $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f_y=4200\text{kg/cm}^2$

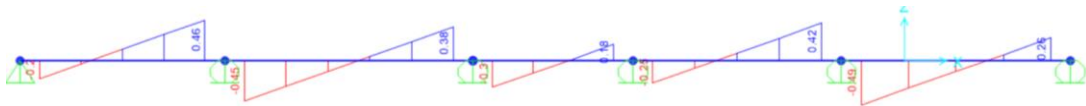
$h$ losa (m)	$I_g$ ( $\text{cm}^4$ )	$M_{cr}^+$ (kg-m)	$M_{cr}^-$ (kg-m)	$As^+_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$As^-_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$0.75A^+_{sb}$ ( $\text{cm}^2$ )	$0.75A^-_{sb}$ ( $\text{cm}^2$ )
0.17	7275	185	370	0.34	0.91	7.01	2.23
0.2	11800	260	505	0.41	1.01	7.50	2.71
0.25	22700	405	750	0.53	1.15	8.29	3.50
0.3	38430	580	1030	0.65	1.28	9.08	4.31



PARA MOMENTOS NEGATIVOS															
PAÑO	M (Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As max (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	p = As / bd	M max (Tn-m)	Trabaja a:	σ 8mm	σ 3/8"	σ 1/2"	σ 5/8"	Total(cm2)
1	0.17	10	17.02	0.63	0.27	2.71	1.01	0.16%	1.42	Tracción			1		1.29
2	0.17	10	17.02	0.63	0.27	2.71	1.01	0.16%	1.42	Tracción			1		1.29
	0.09	10	17.02	0.33	0.14	2.71	1.01	0.08%	1.42	Tracción			1		1.29
3	0.12	10	17.02	0.44	0.19	2.71	1.01	0.11%	1.42	Tracción			1		1.29
	0.04	10	17.02	0.15	0.06	2.71	1.01	0.04%	1.42	Tracción			1		1.29
4	0.04	10	17.02	0.15	0.06	2.71	1.01	0.04%	1.42	Tracción			1		1.29
	0.18	10	17.02	0.67	0.29	2.71	1.01	0.17%	1.42	Tracción			1		1.29
5	0.17	10	17.02	0.63	0.27	2.71	1.01	0.16%	1.42	Tracción			1		1.29
PARA MOMENTOS POSITIVOS (a ≤ 4.25Cm para q sea Seccion Rectangular)															
PAÑO	M (Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As max (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	p = As / bd	M max (Tn-m)	Trabaja a:	σ 8mm	σ 3/8"	σ 1/2"	σ 5/8"	Total(cm2)
1	0.10	40	17.02	0.09	0.16	7.50	0.41	0.02%	3.83	Tracción		1			0.71
2	0.09	40	17.02	0.08	0.14	7.50	0.41	0.02%	3.83	Tracción		1			0.71
3	0.01	40	17.02	0.01	0.02	7.50	0.41	0.00%	3.83	Tracción		1			0.71
4	0.04	40	17.02	0.03	0.06	7.50	0.41	0.01%	3.83	Tracción		1			0.71
5	0.14	40	17.02	0.13	0.22	7.50	0.41	0.03%	3.83	Tracción		1			0.71

Φιγυρα 60. Δισε)ο πορ φλεξι Γ εν λοσα αλιγεραδα δε σιστεμα δυαλ.

Para el diseño por corte de la losa aligerada, se consideró únicamente la resistencia del concreto debido que la losa aligerada no lleva estribos, por lo tanto, el concreto debe resistir la demanda de las fuerzas cortantes. La normativa E.060 permite utilizar para el diseño la fuerza cortante última que se origina a una distancia “d” de la cara de apoyo, pero de manera conservadora se consideró la fuerza cortante en el centro del apoyo, con una magnitud de 0.49ton.



**Φιγυρα 61.** Δ.Φ.Χ εν λοσα αλιγεραδα δε σιστεμα δυαλ.

Las viguetas se diseñan de tal forma que estas sean las que resistan toda la fuerza cortante

$$V_n = V_c + V_s = \frac{V_u}{\Phi}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d \leq V_u$$

$$V_s = 0$$

Vc=	1438.25	Kg
Ø Vc=	1222.51	Kg
Vud=	490.00	Kg

Vud	≤	Ø Vc
<b>CUMPLE</b>		

**Φιγυρα 62.** Δισε)ο πορ χορτε δε λοσα αλιγεραδα δε σιστεμα δυαλ.

En cuanto al acero por temperatura de la losa aligerada se debe considerar como cuantía mínima equivalente a 0.0018x(b)x(t).

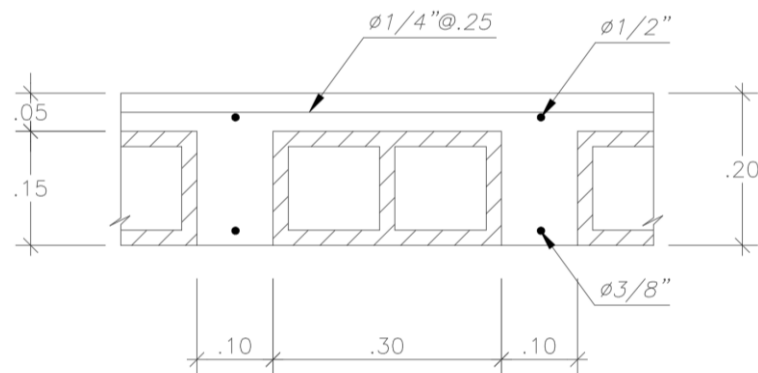
b=	100 cm
t=	5 cm

$$AS = 0.0018 \times b \times t$$

As=	0.90	cm <sup>2</sup>
-----	------	-----------------

→ usar 1 Ø 1/4" @0.25 cm. (As=1.28cm<sup>2</sup>)

**Φιγυρα 63.** Δισε)ο πορ τεμπερατυρα δε λοσα αλιγεραδα δελ σιστεμα δυαλ.



**Φιγυρα 64.** Διστριβυχι Γν δε αχερο εν λοσα αλιγεραδα δε σιστεμα δυαλ.



### 4.1.5.3 Diseño de columnas:

Se diseñó la columna C-40x25, la cual recibe las mayores cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores, a diferencia del diseño de vigas donde se diseñaba con la envolvente de todas las combinaciones de cargas, en este caso se verificó el diseño con cada una de las combinaciones de manera independiente.

$$U1 = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U2 = 1.25(CM + CV) \pm SXDISEÑO$$

$$U3 = 1.25(CM + CV) \pm SYDISEÑO$$

$$U4 = 0.9CM \pm SXDISEÑO$$

$$U5 = 0.9CM \pm SYDISEÑO$$

*Figura 65.* Χομβος δε δισε)ο παρα λασ χολυμνας.

CARGAS EN LA COLUMNA C-40x25						
N° DE PISO	CARGA	P	V2	V3	M2	M3
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
NIVEL 1	CM	-20.7318	-0.0211	-0.0013	-0.0054	-0.0206
NIVEL 1	CV	-3.2036	-0.0201	-0.0057	-0.0085	-0.0292
NIVEL 1	SXDISEÑO	22.1784	1.5482	0.0807	0.1557	3.1673
NIVEL 1	SYDISEÑO	2.4576	0.0783	0.7096	1.4659	0.1651

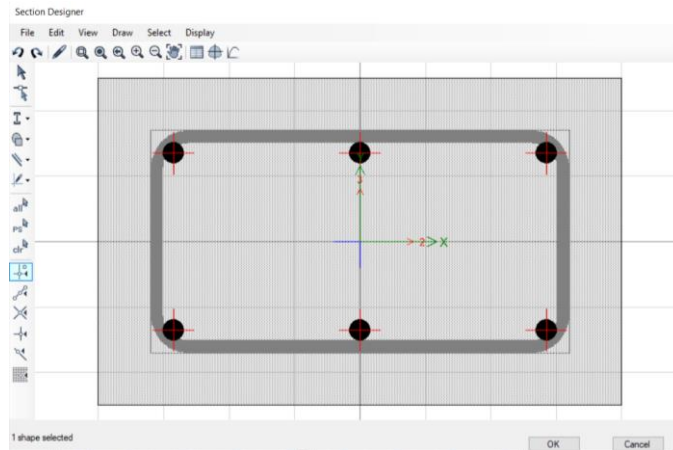
*Figura 66.* Δεμανδα δε χαργασ εν λα χολυμνα.

		COMBINACIONES DE DISEÑO				
		P (ton)	M22 (ton.m)	M33 (ton.m)	V22 (ton)	V33 (ton)
SISMO XX	U1=1.4CM+1.7CV	34.47	-0.02	-0.08	-0.06	-0.01
	U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	52.10	0.14	3.11	1.50	0.07
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	7.74	-0.17	-3.23	-1.60	-0.09
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	40.84	0.15	3.15	1.53	0.08
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	-3.52	-0.16	-3.19	-1.57	-0.08
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+SYDISEÑO	32.38	1.45	0.10	0.03	0.70
	U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	27.46	-1.48	-0.23	-0.13	-0.72
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	21.12	1.46	0.15	0.06	0.71
	U5=0.9CM-SYDISEÑO	16.20	-1.47	-0.18	-0.10	-0.71

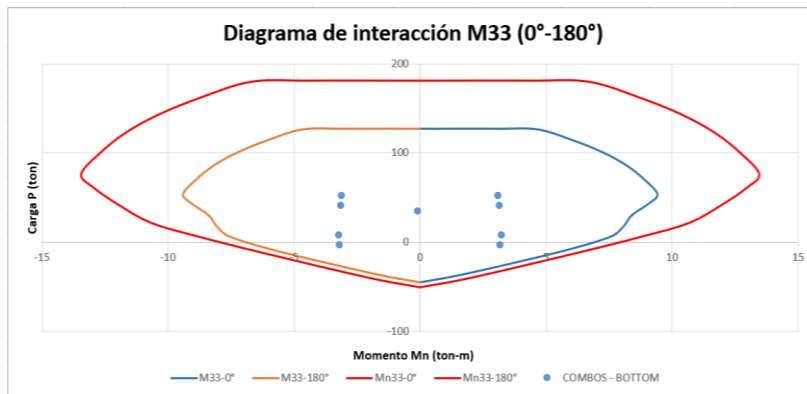
*Figura 67.* Χαργασ λτιμασ προδυχτο δε λουσ χομβος εν λα χολυμνα.

Para el diseño por flexo-compresión se asumió una cuantía mínima de refuerzo de 1%, y con ello se obtuvo el diagrama de interacción de la columna, es preciso mencionar que la normativa peruana restringe una cuantía máxima en 6% para evitar una falla frágil.

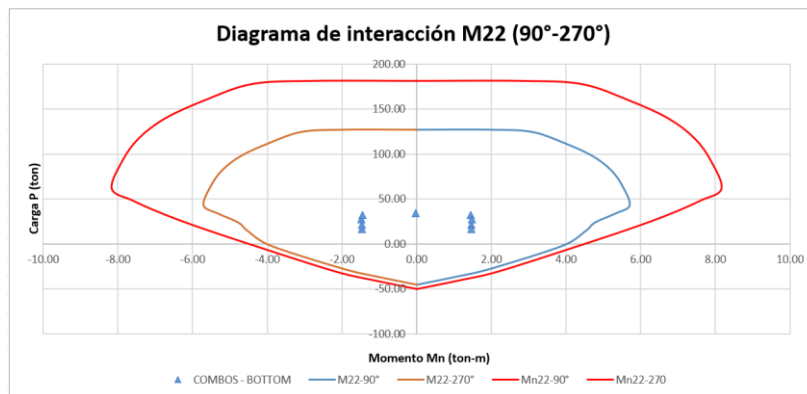
Por lo tanto, se colocó 6 barras de Ø5/8" para el refuerzo de la columna y con ello se efectuó el diagrama de interacción:



**Φιγυρα 68.** Δισε)ο πορ φλεξο-χομπρεσι (ν δε χολυμνα Χ-40ξ25.



**Φιγυρα 69.** Διαγρμα δε ιντεραχι (ν παρα ελ σισμο εν Ξ-Ξ.



**Φιγυρα 70.** Διαγρμα δε ιντεραχι (ν παρα ελ σισμο εν Ψ-Ψ.

Como se apreció las fuerzas ultimas de diseño se ubican dentro del diagrama de interacción de la columna propuesta, cumpliendo con el diseño por flexo-compresión.

El diseño por corte se realizó de acuerdo a lo establecido por la norma E.060, donde precisa la utilización de estribos de 8mm de diámetro como mínimo, en nuestro caso se decidió colocar estribos de 3/8" cuyo espaciamiento máximo considera el menor valor obtenido de las siguientes expresiones:

- (a) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
- (b) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento;
- (c) 100 mm.

*Φιγυρα 71. Εσπαχιαμμεντο μζξιμο δε εστριβοσ εν χολυμνασ.*

En base a las exigencias para el espaciamiento máximo, se obtuvo el menor valor en la expresión (c) con un espaciamiento de 10cm. En cuanto a la longitud que se debe confinar fue determinado por el mayor valor de las siguientes expresiones:

- (d) Una sexta parte de la luz libre del elemento;
- (e) La mayor dimensión de la sección transversal del elemento;
- (f) 500 mm.

*Φιγυρα 72. Ζονα δε χονφιναμμεντο εν χολυμνασ.*

El mayor valor es el obtenido en la expresión (f) con una longitud de confinamiento de 50cm. Con respecto a la zona central de la columna la normativa permite colocar estribos a una longitud no mayor de 30cm o la menor longitud de las caras de la columna, este caso corresponde a 25cm.

La distribución final de los estribos es: 5@10cm, Rsto@25.

Dicha distribución se corroboró que sea menor a la exigida por el cálculo debido a la demanda de fuerza cortante, el cual debe cumplir:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

*Φιγυρα 73. Δισσε)ο πορ ρεσιστενχια παρα φυερζασ χορταντεσ.*

La resistencia que aporta el concreto ante fuerzas cortantes en elementos sometidos a flexo-compresion se determinó de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} \left( 1 + \frac{Nu}{140Ag} \right) * b * d$$

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

**Φιγυρα 74.** Ρεσιστενχια αλ χορτε δελ χονχρετο ψ αχερο εν εν χολυμνασ.

COMBINACIONES DE DISEÑO		P (ton)	φVc (ton)
	U1=1.4CM+1.7CV	34.47	6.92
SISMO XX	U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	52.10	7.61
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	7.74	5.86
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	40.84	7.17
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	-3.52	5.41
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+SYDISEÑO	32.38	6.83
	U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	27.46	6.64
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	21.12	6.39
	U5=0.9CM-SYDISEÑO	16.20	6.19

**Φιγυρα 75.** Δετερμιναχι Γν δε λα ρεσιστενχια αλ χορτε εν χολυμνασ.

Luego de la determinación de la resistencia al corte que aporta el concreto se procedió al cálculo de la demanda de fuerzas cortantes que tiene la columna, la cual se verificó amplificando en las combinaciones de diseño las fuerzas correspondientes al sismo en 2.5.

COMBINACIONES DE DISEÑO				2.5*Sismo Bottom		
		P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Vux amplif	Vuy amplif
	U1=1.4CM+1.7CV	34.47	-0.06	-0.01	0.06	0.01
SISMO XX	U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	52.10	1.50	0.07	3.82	0.19
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	7.74	-1.60	-0.09	3.92	0.21
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	40.84	1.53	0.08	3.85	0.20
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	-3.52	-1.57	-0.08	3.89	0.20
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+SYDISEÑO	32.38	0.03	0.70	0.14	1.77
	U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	27.46	-0.13	-0.72	0.25	1.78
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	21.12	0.06	0.71	0.18	1.77
	U5=0.9CM-SYDISEÑO	16.20	-0.10	-0.71	0.21	1.78

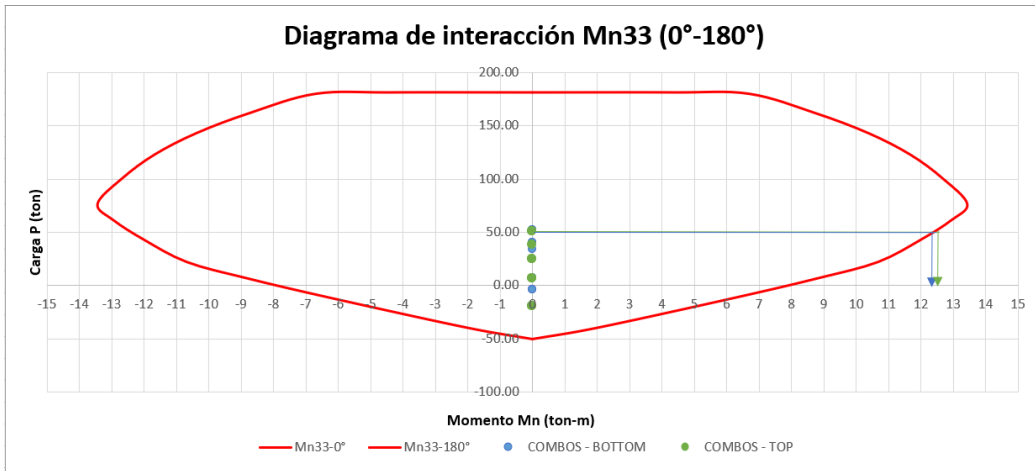
**Φιγυρα 76.** Αμπλιφιχαχι Γν δε φυερζασ σι σμιχασ εν χολυμνασ.

A primera vista se logra apreciar que la resistencia al cortante del concreto de la columna supera a las fuerzas cortantes de demanda sísmica, interpretándose que no se requiere estribos de refuerzo.

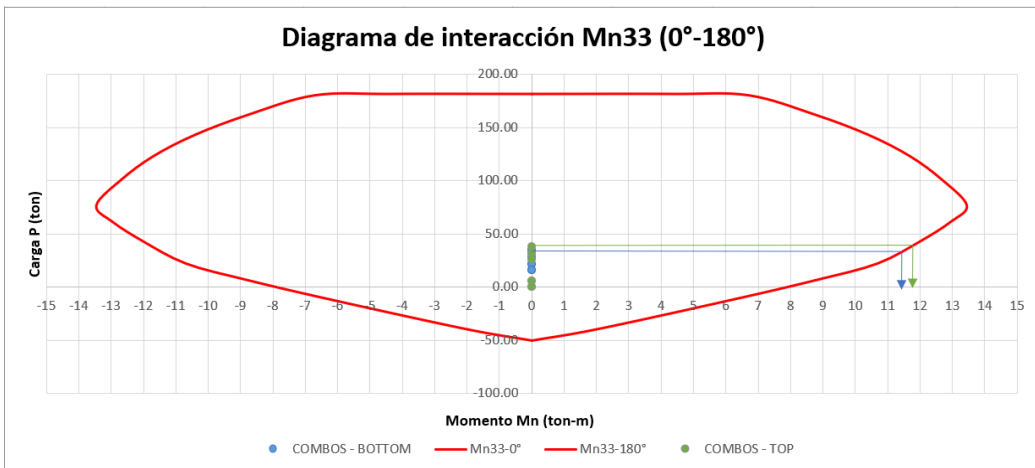
Como segunda verificación se realizó el diseño por capacidad el cual contempla las fuerzas cortantes producto de los momentos probables, que para el sistema dual tipo 1, estaría dada por los momentos nominales.

$$V_u = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{h_n}$$

Φιγυρα 77. Χορταντε προδυχτο δε λος μομεντοσ προβαβλεσ.



Φιγυρα 78. Διαγραμα δε ιντεραχχι Γν δε Mn μξ. παρα ελ σισμο εν Ξ-Ξ.

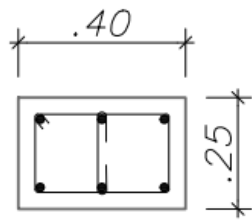


Φιγυρα 79. Διαγραμα δε ιντεραχχι Γν δε Mn μξ. παρα ελ σισμο εν Ψ-Ψ.

2.5*Sismo Bottom		VU=(Mni+Mns)/hn		φVc (ton)	Vs req (ton)	S req (cm)
Vux amplif	Vuy amplif	Vux	Vuy			
0.06	0.01	10	9.32	6.92	3.63	55.88
3.82	0.19			7.61	2.81	72.24
3.92	0.21			5.86	2.81	72.24
3.85	0.20			7.17	3.33	60.86
3.89	0.20			5.41	5.40	37.55
0.14	1.77			6.83	3.73	54.41
0.25	1.78			6.64	3.96	51.26
0.18	1.77			6.39	4.25	47.69
0.21	1.78			6.19	4.48	45.25

Φιγυρα 80. Χλχυλο δε εσπαχιαμεντο μξ. δε εστριβοσ εν χολυμασ.

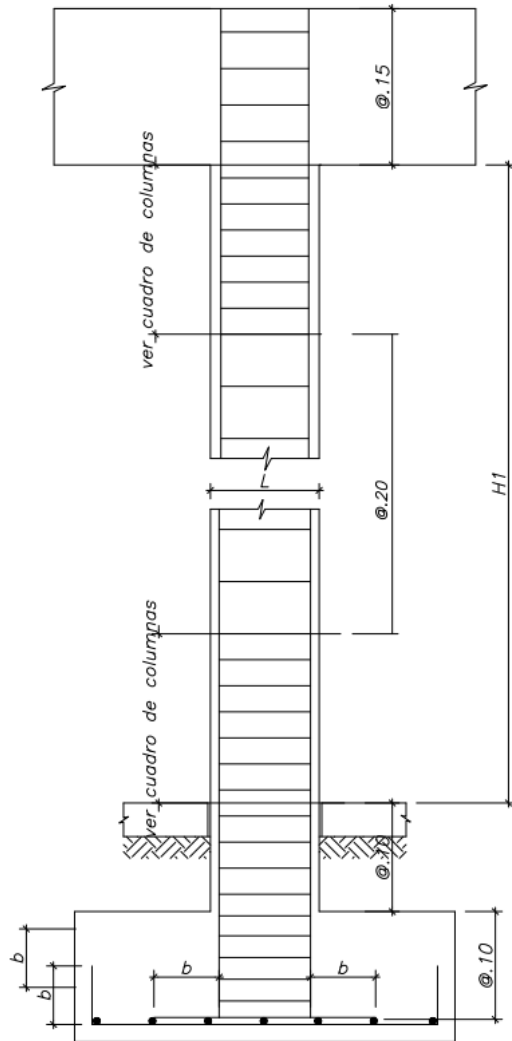
Se corroboró que el espaciamiento máximo obtenido en el diseño por capacidad es mucho mayor a lo establecido por la norma, en virtud a ello el espaciamiento establecido inicialmente para los estribos es correcto.



C-1 (40x25)

6 $\phi$ 5/8"

3/8"  $\phi$  5@.10 Rto@0.25m.



REFUERZO TRANSVERSAL  
DE COLUMNAS

**Φιγυρα 81.** Διστριβυχι Γν δε αχερο εν χολυμνας δελ σιστεμα δυαλ.

#### 4.1.5.4 Diseño de placas:

Se diseñó la placa PL4, la cual recibe las mayores cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores, en cuanto a las fuerzas de diseño se consideró la mayor carga axial de compresión producida por las cargas de servicio, y en cuanto a los mayores momentos flectores y fuerzas cortantes fueron las obtenidas producto del sismo. Las dimensiones de la placa a evaluar son la 145cm x20cm, en este caso se verificó el diseño con cada una de las combinaciones de manera independiente.

$$U1 = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U2 = 1.25(CM + CV) \pm SXDISEÑO$$

$$U3 = 1.25(CM + CV) \pm SYDISEÑO$$

$$U4 = 0.9CM \pm SXDISEÑO$$

$$U5 = 0.9CM \pm SYDISEÑO$$

*Figura 82.* Χομβος δε δισε)ο παρα λασ πλαχασ.

CARGAS EN PLACA P2X 1.35x0.25						
N° DE PISO	CARGA	P	V2	V3	M2	M3
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
NIVEL 1	CM	-29.817	0.111	0.046	0.064	-0.202
NIVEL 1	CV	-3.768	0.033	0.001	0.001	-0.035
NIVEL 1	SXDISEÑO	25.193	20.253	0.050	0.135	59.675
NIVEL 1	SYDISEÑO	3.870	3.155	0.536	1.536	9.154

*Figura 83.* Δεμανδασ δε χαργασ εν λα πλαχα ΠΛ4.

		COMBINACIONES DE DISEÑO				
		P (ton)	M22 (ton.m)	M33 (ton.m)	V22 (ton)	V33 (ton)
SISMO XX	U1=1.4CM+1.7CV	48.15	0.09	-0.34	0.21	0.07
	U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	67.17	0.22	59.38	20.43	0.11
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	16.79	-0.05	-59.97	-20.07	0.01
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	52.03	0.19	59.49	20.35	0.09
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	1.64	-0.08	-59.86	-20.15	-0.01
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+SYDISEÑO	45.85	1.62	8.86	3.33	0.60
	U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	38.11	-1.45	-9.45	-2.98	-0.48
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	30.71	1.59	8.97	3.26	0.58
	U5=0.9CM-SYDISEÑO	22.97	-1.48	-9.34	-3.06	-0.49

*Figura 84.* Χαργασ λτιμασ προδυχτο δε λος χομβος εν λα πλαχα ΠΛ4.

Para el diseño por flexo-compresión se inició corroborando la necesidad de colocar elementos de borde a nuestra placa, para ello se calculó el esfuerzo máximo que se genera en el extremo de la placa, el cual no debe superar el 20% de la resistencia a la compresión del concreto.

Luego se calculó el momento de agrietamiento de la placa, para luego compararlo con el momento producido por el sismo, con el fin de determinar cuál será el momento de diseño. Del análisis estructural se pudo determinar el desplazamiento en el último nivel de la placa para determinar la longitud del elemento de borde.

<b>NECESIDAD DE CONFINAR BORDES</b>			
Y=	72.5	cm	$\sigma = P/A + M y / I$ Donde: $y = 1/2 L = 75 \text{ cm}$
q=	86.86	kg/cm <sup>2</sup>	
q=	0.41	>0.2 f'c	
Necesita borde confinado			
<b>MOMENTO FLECTOR DE AGRIETAMIENTO</b>			
Mcr=	41.62	ton-m	$\frac{M_{cr} y}{I} - \frac{P}{A} = 2 \sqrt{f'c}$
Md = 1.2 Mcr	59.86	ton-m	
El momento de diseño es del análisis estructural			
<b>ELEMENTO DE CONFINAMIENTO</b>			
Despl.=	0.05	m	$c \geq \frac{\ell_m}{600 (\delta u / h m)}$
Cociente=	0.005	m	
C=	45	cm	
L1=	30.5	cm	
borde de confinamiento = 30x25cm			

Φιγυρα 85. Δετερμιναχι Γν δε ελεμεντο δε βορδε εν πλαχα ΠΛ4.

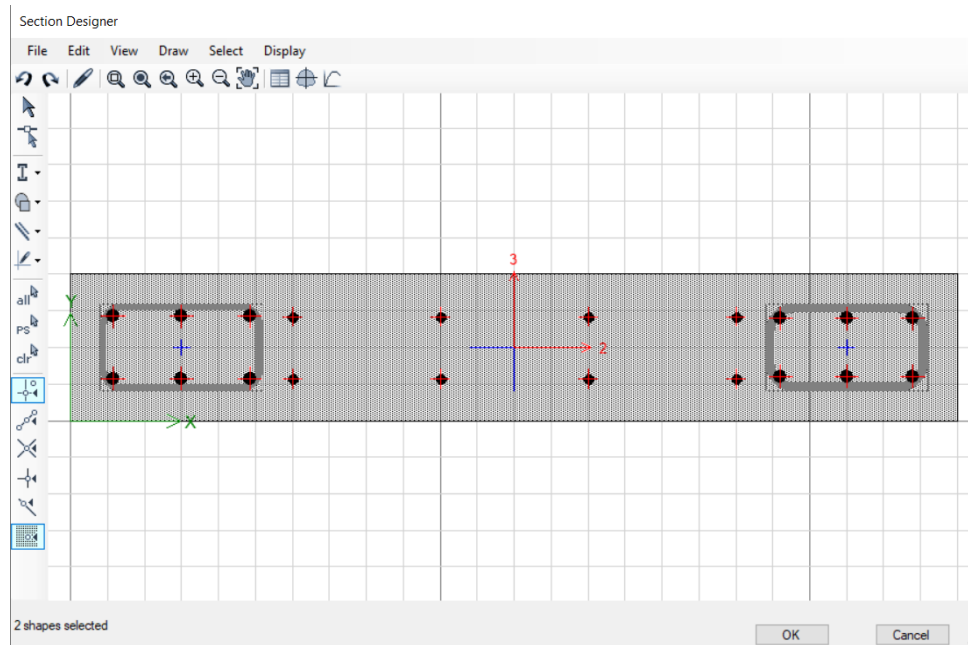
Con la determinación de la longitud del elemento de borde se puede estimar la una cuantía mínima de 1% y se debe corroborar si es la adecuada para resistir las cargas axiales:

<b>REFUERZO VERTICAL</b>			
Pu=	77.93	ton	$P_u = \frac{P_{u(muro)}}{2} + \frac{M_u}{L_w}$
Area de Eb=	762.50	cm <sup>2</sup>	
As=	7.63	cm <sup>2</sup>	$\rho_{min} = 0.01$
Pmax=	93.39	ton	$P_{max} = 0.80(0.85f'_c(A_g - A_s) + A_s f_y)$
As colocado=	11.88	cm <sup>2</sup>	
La cuantía mínima es suficiente para el elemento de borde			
<b>REFUERZO EN EL ALMA</b>			
L alma=	84	cm	$\rho_{min} = 0.0025$
t=	25	cm	
Cuantía mínima=	0.0025		$A_{sv}/m = 100h\rho_{min}$
Asv=	5.25	cm <sup>2</sup> /m	
por fila=	2.625	cm <sup>2</sup> /m	$S = \frac{A_{sb}}{A_{sv}/m}$
Varilla Coloc=	ø 1/2"		
S=	0.491	m	
Usar varilla de 1/2" @ 20cm			

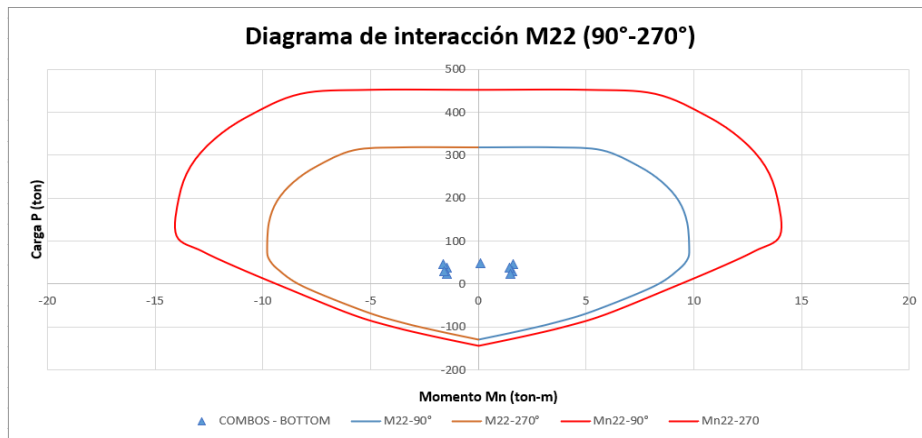
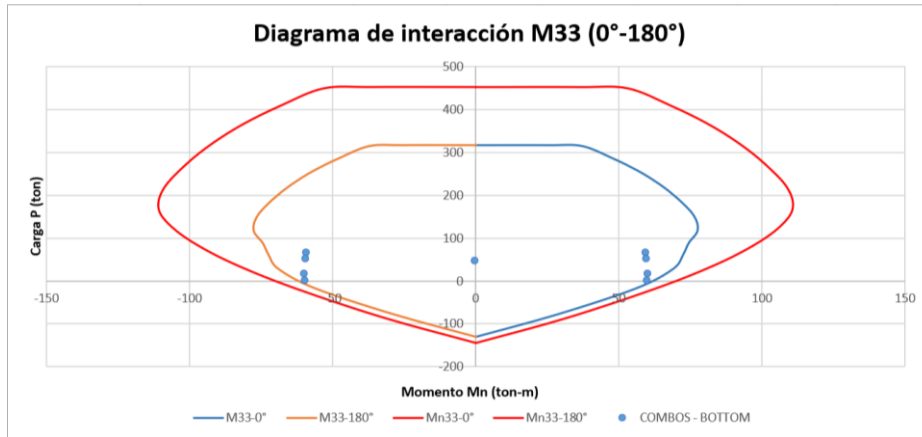
Φιγυρα 86. Δετερμιναχι Γν δε αχερο περτιχαλ εν πλαχα ΠΛ4.



Luego del cálculo manual se procedió a verificar de forma programada que la distribución de acero cumpla con el diseño a flexión:



*Φιγυρα 87.* ζεριφιχαχι (ν δε δισε)ο πορ φλεξο-χομπρεσι (ν δε πλαχα ΠΛ4.



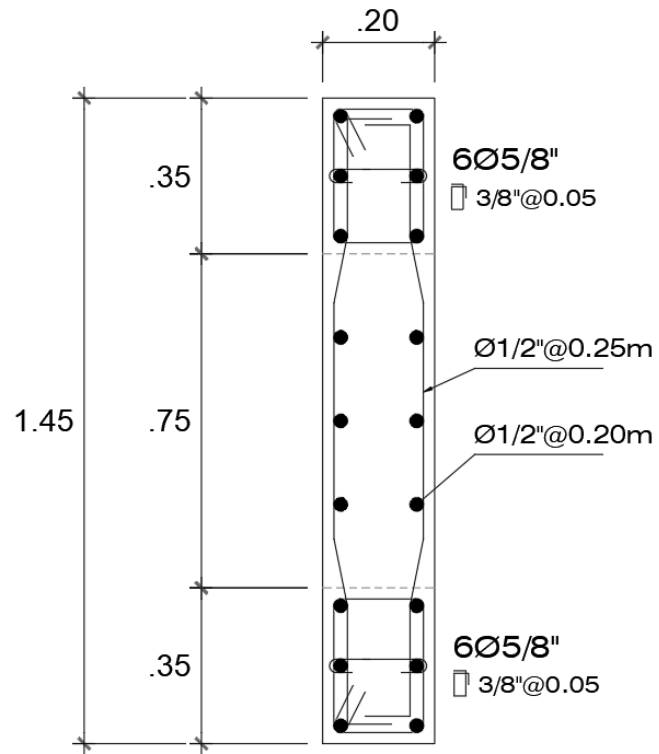
Φιγυρα 88. Διαγραμασ δε ιντεραχι Γν εν πλαχα ΠΛ4.

Con el diseño a flexo-compresión finalizado se realizó el diseño por corte para determinar el acero horizontal que tendrá la placa, asimismo se determinó la cantidad y espaciamento de estribos en el borde de confinamiento.

<b>DISEÑO POR CORTE</b>			
<b>Vu=</b>	29.25	ton	$V_u \geq V_{u1} \left( \frac{M_u}{M_{u1}} \right)$
<b>Vn=</b>	32.45	ton	$V_n = A_s (\alpha_s \sqrt{f'_c} + \rho_s f_y)$
<b>Vc=</b>	16.13	ton	$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} A_w$
<b>Vs=</b>	16.32	ton	$V_s = V_u - V_c$
<b>S=</b>	46.14	ton	$S = \frac{A_s f_y d}{V_s}$
Para el Refuerzo Horizontal Usar : Ø 1/2" @ 25cm			

<b>Refuerzo transversal del Elemento de Confinamiento</b>			
<i>Lado largo</i>			
<b>Smax=</b>	6.67	cm	$A_{sh} \geq 0.09 \times S \times h_c \times \frac{f'_c}{f_y}$
<b>Ash=</b>	1.74	cm <sup>2</sup>	
<b>Ash inst=</b>	2.13	cm <sup>2</sup>	
Usar 3 ramas : Ø 3/8" @ 5.00cm			
<i>Lado corto</i>			
<b>Smax=</b>	6.67	cm	$A_{sh} \geq 0.09 \times S \times h_c \times \frac{f'_c}{f_y}$
<b>Ash=</b>	1.19	cm <sup>2</sup>	
<b>Ash inst=</b>	1.42	cm <sup>2</sup>	
Usar 2 ramas : Ø 3/8" @ 5.00cm			

Φιγυρα 89. Δετερμιναχι Γν δε αχερο ηοριζονταλ εν πλαχα ΠΛ4.



***PL4 (.20 x 1.45)***

**Φιγυρα 90.** Διστριβυχι Γν δε αχερο εν πλαχα δελ σιστεμα δυαλ.

#### 4.2.5 Presupuesto:

Para la presente tesis se elaboró un presupuesto referencial a nivel de costo directo, considerando las partidas representativas del sistema dual, con el fin de complementar el sustento técnico que se efectuó en los ítems anteriores, la finalidad del presupuesto es sugerir que sistema estructural evaluado, además de ser confiable, resultó más rentable, el precio unitario de cada partida se obtuvo de la revista costos del mes de septiembre.

PRESUPUESTO REFERENCIAL - SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL					
ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	METRADO	P.U. (S/)	PARCIAL (S/)
<b>01</b>	<b>ESTRUCTURAS</b>				<b>315,747.53</b>
<b>01.01</b>	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				<b>14,096.72</b>
<b>01.01.01</b>	<b>NIVELACION DE TERRENO</b>				<b>1,241.29</b>
01.01.01.01	CORTE O RELLENO DE TERRENO HASTA 0.20m DE PROF. SIN APISON	M2	97.45	9.45	920.90
01.01.01.02	REFINE, NIVELACION Y COMPACTACION /TERRENO NORMAL /CON COMPACTADORA	M2	60.91	5.26	320.38
<b>01.01.02</b>	<b>EXCAVACIONES</b>				<b>4,143.36</b>
01.01.02.01	EXCAVACION DE ZANJAS P/CIMIENTOS MAT. SUEL. H=1.40m.	M3	25.99	47.06	1,222.90
01.01.02.02	EXCAVACION P/ ZAPATAS MAT. SUELTO H=1.40m.	M3	53.20	54.9	2,920.46
<b>01.01.03</b>	<b>RELLENOS</b>				
<b>01.01.03.01</b>	<b>RELLENO CON MATERIAL PROPIO</b>				<b>2,275.98</b>
01.01.03.01.02	RELLENO COMPACTADO C/COMPACTADORA 4 HP- MAT. PROPIO, C/AGUA	M3	44.26	51.42	2,275.98
<b>01.01.04</b>	<b>ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE</b>				<b>6,436.10</b>
01.01.04.01	ELIMINACION MATERIAL - MANUAL DH=30m. (DISTANCIA PROMEDIO)	M3	54.41	27.46	1,494.08
01.01.04.02	ELIM. MAT. CARGUIO MANUAL/ VOLQUETE 4 M3 DM=5km.	M3	54.41	90.83	4,942.01
<b>01.02</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</b>				<b>57.80</b>
<b>01.02.01</b>	<b>SOLADO</b>				<b>57.80</b>
01.02.01.01	CONCRETO C:H 1:10 E=2" - SOLADO	M3	2.05	28.25	57.80
<b>01.03</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>				<b>301,593.01</b>
<b>01.03.01</b>	<b>ZAPATAS</b>				<b>18,386.18</b>
01.03.01.01	CONCRETO F'C 210 KG/CM2 - ZAPATA	M3	25.32	340.85	8,630.32
01.03.01.02	ACERO FY=4200 KG/CM2 ZAPATAS	KG	1,494.01	6.53	9,755.86
<b>01.03.02</b>	<b>VIGAS DE CONEXIÓN</b>				<b>16,117.51</b>
01.03.02.01	CONCRETO F'C 210 KG/CM2 - VIGA CIMENTACION	M3	9.60	365.42	3,507.85
01.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL VIGA CONEXIÓN	M2	67.58	63.85	4,314.98
01.03.02.03	ACERO FY=4200 KG/CM2 VIGA DE CONEXIÓN	KG	1,270.24	6.53	8,294.67
<b>01.03.03</b>	<b>SOBRECIMENTOS REFORZADOS</b>				<b>9,937.89</b>
01.03.03.01	CONCRETO F'C 175 KG/CM2 - SOBRECIMENTOS	M3	7.43	430.19	3,196.23
01.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL - SOBRECIMENTOS	M2	79.51	46.39	3,688.63
01.03.03.03	ACERO FY=4200 KG/CM2 - SOBRECIMENTOS	KG	467.54	6.53	3,053.03
<b>01.03.04</b>	<b>MUROS DE CONCRETO, TABIQUES DE CONCRETO Y PLACAS</b>				<b>27,681.41</b>
01.03.04.01	CONCRETO F'C 210 KG/CM2 - PLACA	M3	11.66	620.14	7,229.59
01.03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PLACA	M2	132.66	66.09	8,767.50
01.03.04.03	ACERO FY=4200 KG/CM2 PLACAS	KG	1,789.33	6.53	11,684.32
<b>01.03.05</b>	<b>COLUMNAS</b>				<b>69,269.48</b>
01.03.05.01	CONCRETO F'C 210 KG/CM2 - COLUMNAS	M3	28.81	544.64	15,691.08
01.03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL COLUMNAS	M2	297.48	67.09	19,957.93
01.03.05.03	ACERO FY=4200 KG/CM2 COLUMNAS	KG	5,148.62	6.53	33,620.47
<b>01.03.06</b>	<b>VIGAS</b>				<b>113,581.01</b>
01.03.06.01	CONCRETO F'C 210 KG/CM2 - VIGAS	M3	78.26	393.63	30,804.50
01.03.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL VIGAS	M2	495.08	75.6	37,427.67
01.03.06.03	ACERO FY=4200 KG/CM2 VIGAS	KG	6,944.69	6.53	45,348.84
<b>01.03.07</b>	<b>LOSAS ALIGERADAS CONVENCIONALES</b>				<b>46,619.51</b>
01.03.07.01	CONCRETO F'C 210 KG/CM2 - LOSA ALIGERADA	M3	28.67	369.87	10,605.65
01.03.07.02	LADRILLO ARCILLA PARA TECHO 15X30X30 CM	PZA	2,628.00	3.5	9,198.00
01.03.07.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL LOSA ALIGERADA	M2	318.60	48.04	15,305.54
01.03.07.04	ACERO FY=4200 KG/CM2 LOSAS	KG	1,762.68	6.53	11,510.32
<b>02</b>	<b>ARQUITECTURA</b>				<b>31,837.11</b>
<b>02.01</b>	<b>MUROS Y TABIQUES DE ALBAÑILERIA</b>				<b>31,837.11</b>
<b>02.01.01</b>	<b>MUROS DE LADRILLO KING KONG DE ARCILLA</b>				<b>31,837.11</b>
02.01.01.01	MURO LADR.K.K. MEZC.C:A 1:4, TIPO IV, P.TARRAJ. DE SOGA	M2	409.96	77.66	31,837.11
<b>COSTO DIRECTO</b>					<b>S/347,584.63</b>

Figura 91. Presupuesto del sistema dual.

## 4.2 Sistema de Albañilería:

### 4.2.1 Propiedades del Material:

#### 4.2.1.1 Concreto Armado:

El para efectuar el análisis se debe iniciar con la asignación de las propiedades características de cada material:

Resistencia a la compresión:  $f'c=175 \text{ kg/cm}^2$

Peso volumétrico del concreto:  $\delta c=2.4 \text{ tn/m}^3$

Módulo de elasticidad:  $E_c=15\ 000 \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2 =198431.35 \text{ tn/m}^2$

Módulo de poisson:  $u_c=0.15$

Módulo de corte:  $G_c=E_c/(2(1+u_c)) =86274.5 \text{ tn/m}^2$

Material Property Data

General Data

Material Name: CONCRETO FC=175KG/CM2

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Color Selection] Change...

Material Notes: [Text Area] Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density  Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 2.4028 tonf/m<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume: 0.245014 tonf-s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 198431.35 tonf/m<sup>2</sup>

Poisson's Ratio, U: 0.15

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 86274.5 tonf/m<sup>2</sup>

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

Modulus of Rupture for Cracked Deflections

Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)  User Specified

OK Cancel

Φιγυρα 92. Προπιεδαδες δελ χονχρετο παρα ελ σιστεμα δε αλβαγίλερια.

#### 4.2.1.2 Acero:

Acero de fluencia:  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

Peso volumétrico del acero:  $\delta_s=7.849 \text{ tn/m}^3$

Módulo de elasticidad:  $E_s=2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ .

Material Property Data

General Data

Material Name: ACERO DE REFUERZO F'Y=4200

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color: [Blue] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density  Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 7.849 tonf/m<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume: 0.80038 tonf-s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 20000000 tonf/m<sup>2</sup>

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.000117 1/C

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Φιγυρα 93. Προπιεδαδες δελ αχερο παρα ελ συστημα δε αλβα)ιλερια.

### 4.2.1.3 Albañilería:

Resistencia a la compresión:  $f'm=65 \text{ kg/cm}^2$

Peso volumétrico del concreto:  $\delta c=1.8 \text{ tn/m}^3$

Módulo de elasticidad:  $E_m=500f'm \text{ kg/cm}^2 =325000 \text{ tn/m}^2$

Módulo de poisson:  $u_c=0.25$

Módulo de corte:  $G_c=0.4 E_m=130000 \text{ tn/m}^2$

Material Property Data

General Data

Material Name: ALBAÑILERIA F'M=65KG/CM2

Material Type: Masonry

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Red] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density  Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 1.8 tonf/m<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume: 0.183549 tonf-s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 325000 tonf/m<sup>2</sup>

Poisson's Ratio, U: 0.25

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000081 1/C

Shear Modulus, G: 130000 tonf/m<sup>2</sup>

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Φιγυρα 94. Προπιεδαδες δε λα υνιδαδ δε αλβα)ιλερια.

## 4.2.2 Pre-Dimensionamiento:

### 4.2.2.1 Vigas Dinteles:

El sistema de albañilería tiene previsto utilizar vigas dinteles para uniformizar los desplazamientos de muros y generar un diafragma rígido en conjunto con la losa aligerada, el peralte que permite la norma E.070 para las vigas dinteles es de 60cm como máximo, en virtud a ello se decidió colocar un peralte conservador de 40cm, el espesor de esta viga de acople tendrá el mismo espesor del muro de albañilería.

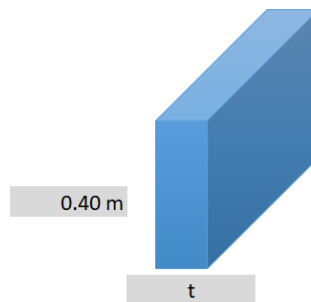


Figura 95. Περάλτε ψ ανηχο δε πιγα διντελ παρα σιστεμα δε αλβαλιερια.

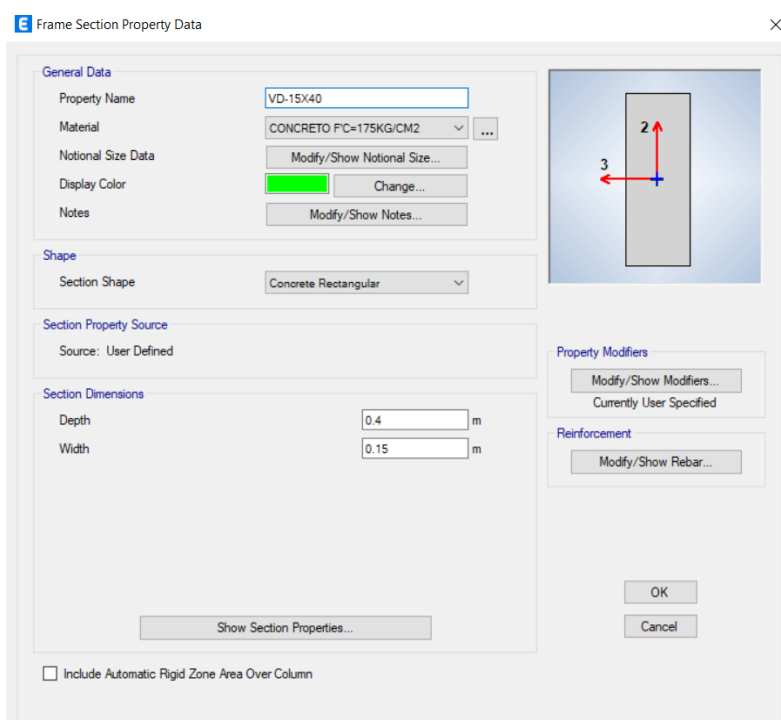
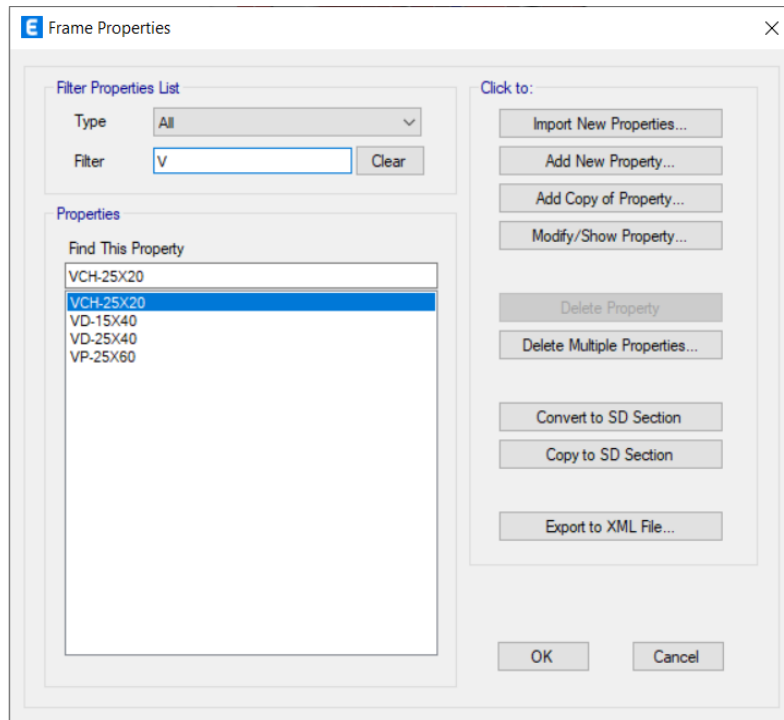


Figura 96. Δεφινιχι Γν δε πιγα διντελ παρα ελ σιστεμα δυαλ.

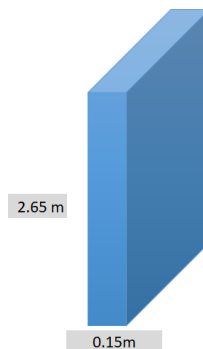




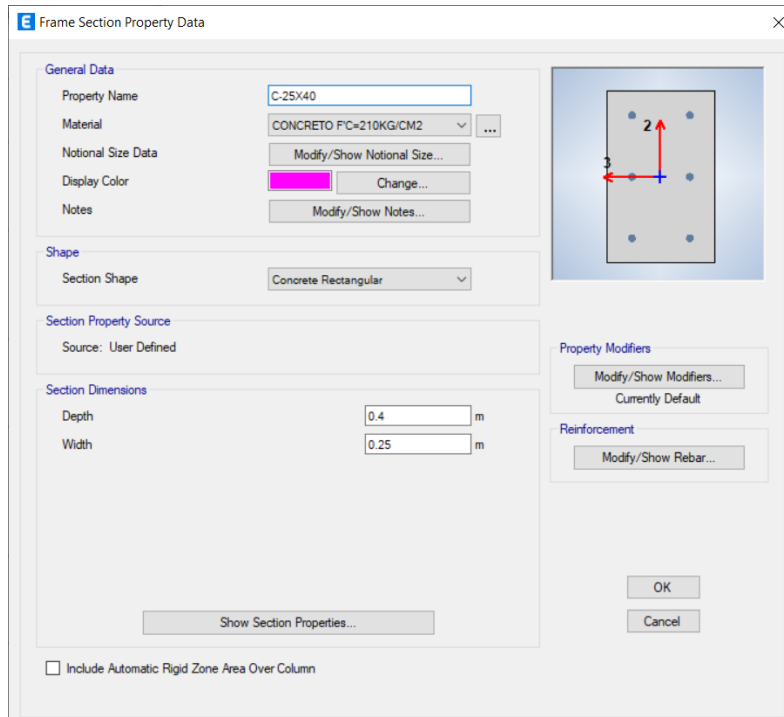
Φιγυρα 97. Δεφινιχι Γν δε πιγασ παρα ελ σιστεμα δε αλβαλιερια.

#### 4.2.2.2 Columns y Placas:

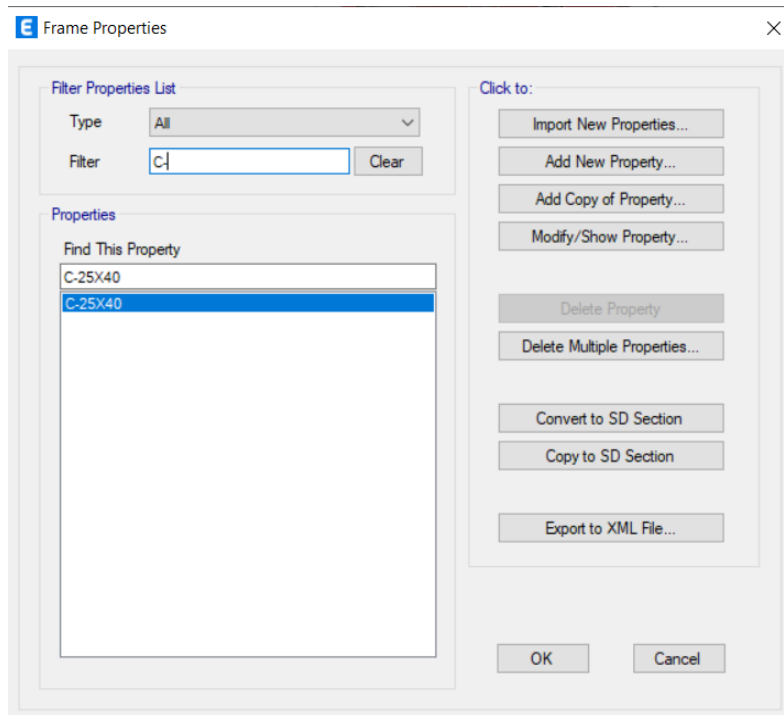
En el sistema de albañilería se consideró 01 tipo de columna, la cual tiene las mismas dimensiones consideradas en el sistema dual (40x25cm), debido a que tendrá la misma ubicación y la misma área tributaria, asimismo se planteó 3 placas con espesor de 15 cm, cuyo espesor fue seleccionado considerando que la norma E.060, que establece 15 cm como la mínima dimensión para el diseño de muros de corte.



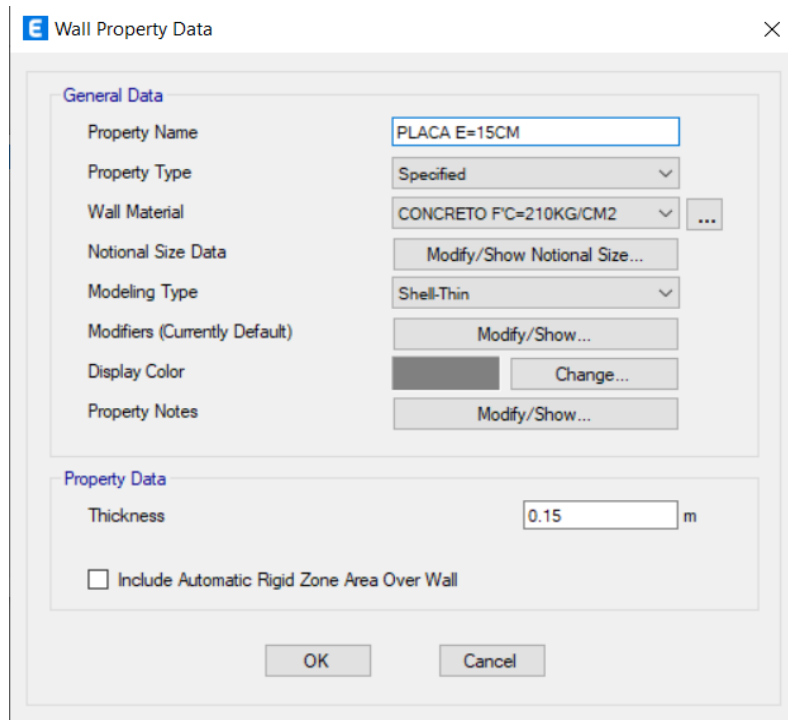
Φιγυρα 98. Εσπεσορ η αλτυρα δε πλαχα παρα σιστεμα δε αλβαλιερια.



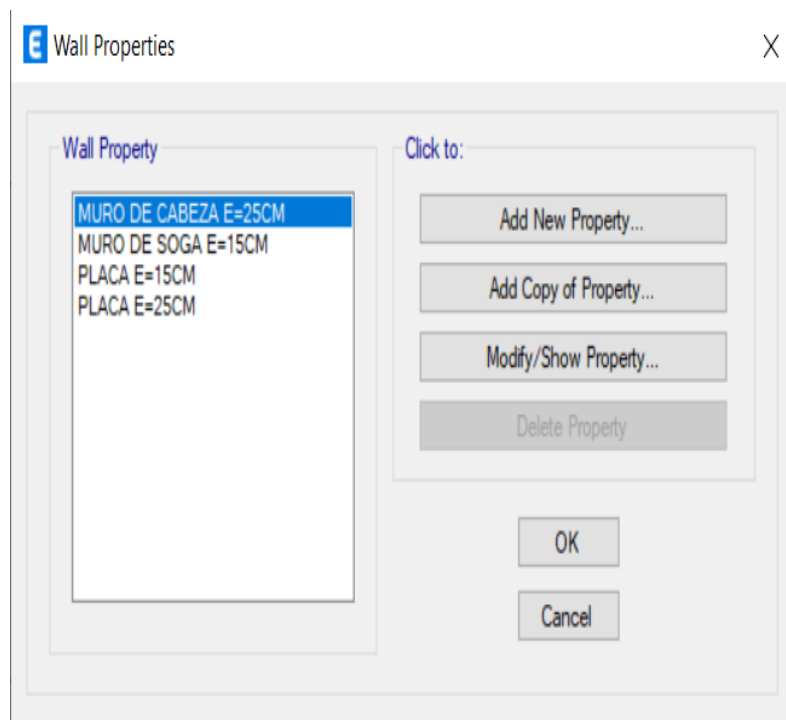
Φιγυρα 99. Δεφινιχι Γν δε χολυμνα πρινηπιαλ παρα ελ σιστεμα δε αλβα)ιλερια.



Φιγυρα 100. Δεφινιχι Γν δε χολυμνας παρα σιστεμα δε αλβα)ιλερια.



Φιγυρα 101. Δεφινιχι Γν δε εσπεσσυρ δε πλαχα παρα σιστεμα δε αλβαλιερια.

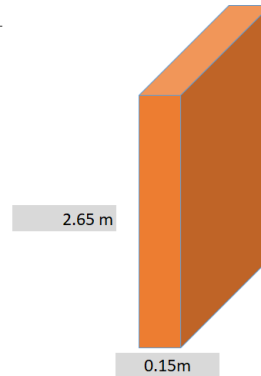


Φιγυρα 102. Δεφινιχι Γν δε πλαχασ παρα σιστεμα δε αλβαλιερια.

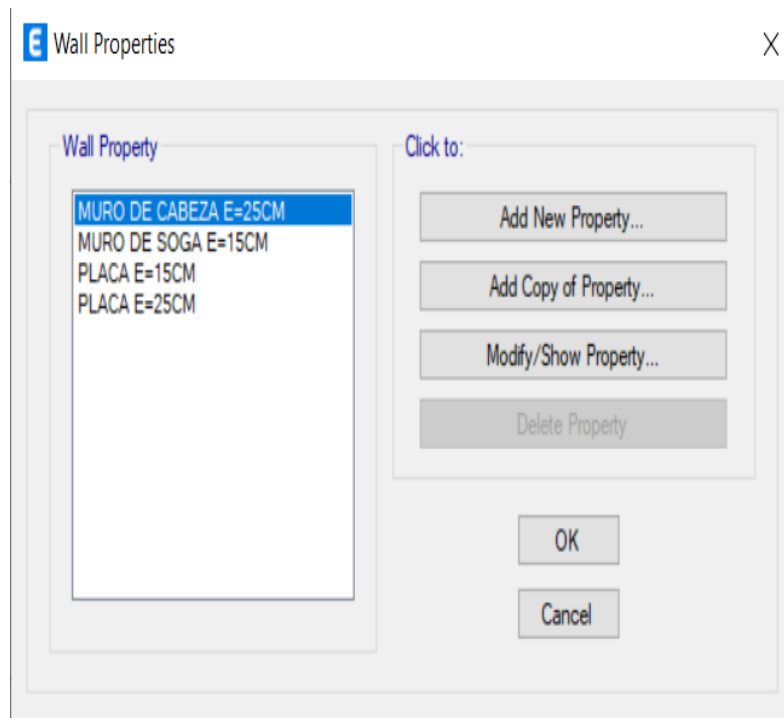
#### 4.2.2.3 Muros de albañilería:

Los muros de albañilería que se consideraron en la edificación fueron pre-dimensionados considerando la altura efectiva entre 20 ( $h/20$ ), dicha altura corresponde a 2.65m, obteniéndose un espesor de 15cm, cuyo espesor fue seleccionado considerando que la norma E.070.

$$t \geq \frac{h}{20} \quad \text{Para las Zonas Sísmicas 2 y 3 (19.1a)}$$
$$t \geq \frac{h}{25} \quad \text{Para la Zona Sísmica 1}$$



*Figura 103.* Espesor mínimo para muros de albañilería.



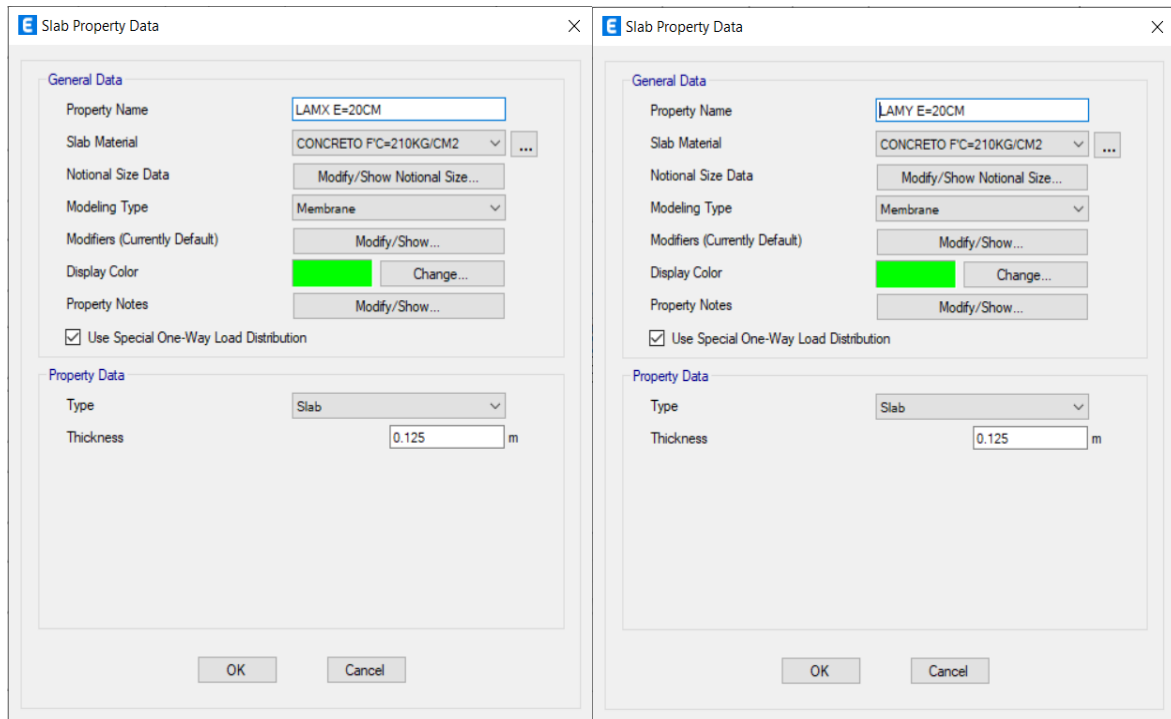
*Figura 104.* Definición de muros para sistema de albañilería.

#### 4.2.2.4 Losa aligerada:

Se utilizará la luz libre del paño más largo de losa aligerada en una dirección, el cual tiene una dimensión de 3.50m, por lo tanto, se va a considerar un espesor de 20cm, debido a que la normativa recomienda un espesor mínimo de  $L/21=0.16m$ .

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

Φιγυρα 105. Εσπεσορ ο Περαλτεοο μινιμοο παρα πιγαοο ψ λοοαοο.



Φιγυρα 106. Δεφινιχι τιν δε λοοα αλιγεραδα παρα οιστεμα δε αλβαγιλερια.

### 4.2.3 Sobrecargas:

#### 4.2.3.1 Carga Muerta (CM)

Peso volumétrico del concreto:  $2.40 \text{ tn/m}^3$

Peso volumétrico de la albañilería:  $1.40 \text{ tn/m}^3$

Peso del piso terminado:  $0.10 \text{ tn/m}^2$

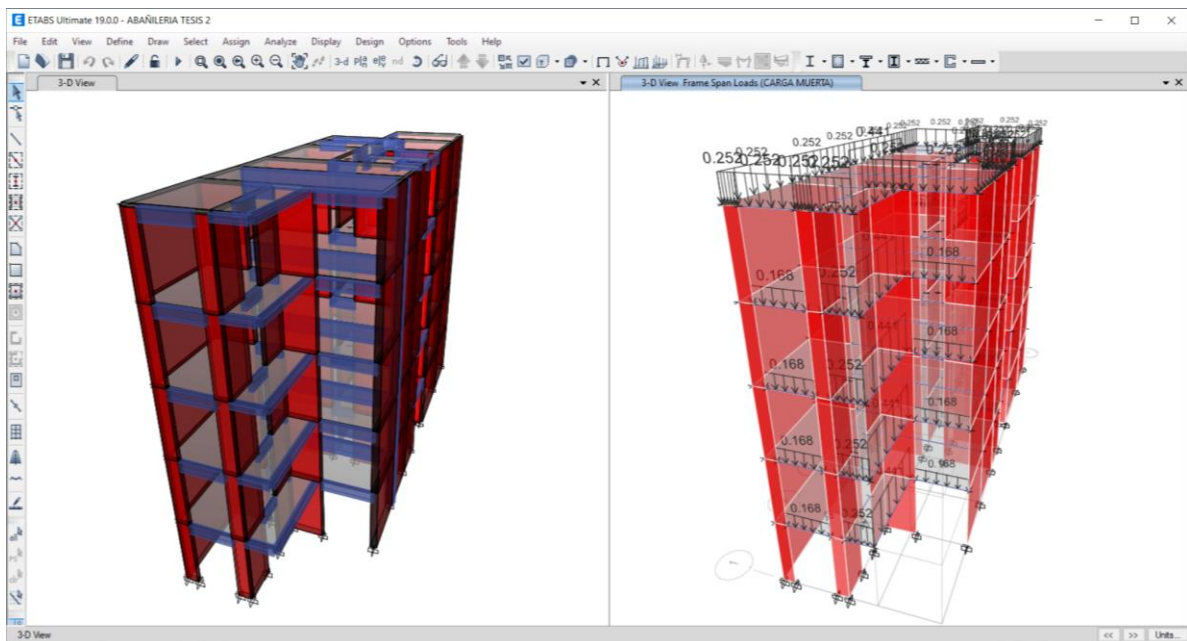
#### 4.2.3.2 Carga Viva (CV)

S/C Vivienda:  $0.20 \text{ tn/m}^2$

S/C Azotea:  $0.10 \text{ tn/m}^2$

### 4.2.4 Modelamiento:

Se efectuó el modelamiento y análisis sísmico de la estructura para evaluar su comportamiento.



Φιγυρα 107. Μοδελαιμεντο δελ σιστεμα δε αλβα)ιλερια.

#### 4.2.4.1 Ανάλυση Σίσμικο:

Προβίαιμενάλυσε σίσμικο εστάτικο κ δυναμικό σε οβτυοε ο περίοδο ναυράλυσε δε λα εστρυκτυρα:

PERIODO FUNDAMENTAL Y MASAS PARTICIPATIVAS						
Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.243	0.7587	0.00001326	0.7587	0.00001326	0.0001
2	0.197	0.0002	0.1032	0.7589	0.1032	0.6726
3	0.152	0.0003	0.697	0.7592	0.8002	0.1158
4	0.067	0.1592	0.0004	0.9184	0.8006	0.0014
5	0.057	0.0011	0.0166	0.9195	0.8172	0.1308
6	0.048	0.0002	0.128	0.9197	0.9452	0.0066
7	0.034	0.0405	1.363E-06	0.9602	0.9452	0.006
8	0.029	0.0085	0.0017	0.9687	0.9469	0.0376
9	0.027	0.0003	0.0346	0.969	0.9815	0.001
10	0.023	0.0128	5.163E-07	0.9818	0.9815	0.0041
11	0.02	0.00002542	0.0138	0.9818	0.9953	0.00004556
12	0.018	0.0028	1.061E-06	0.9846	0.9953	0.0026
13	0.018	0.0105	8.528E-06	0.9951	0.9953	0.0145
14	0.016	4.148E-06	0.0047	0.9951	1	0
15	0.012	0.0049	0	1	1	0.0068

Φιγυρα 108. Περιοδο δελ συστεμα δε αλβανιλερια ψ μασασ παρτιχιπατιवास.

#### 4.2.4.2 Ανάλυση Σίσμικο Εστάτικο

##### Parámetros sísmicos:

Los parámetros sísmicos se obtuvieron en base al estudio de mecánica de suelos, el cual en sus conclusiones y recomendaciones señalan el tipo de suelo y los periodos cortos y largos para la evaluación sísmica.

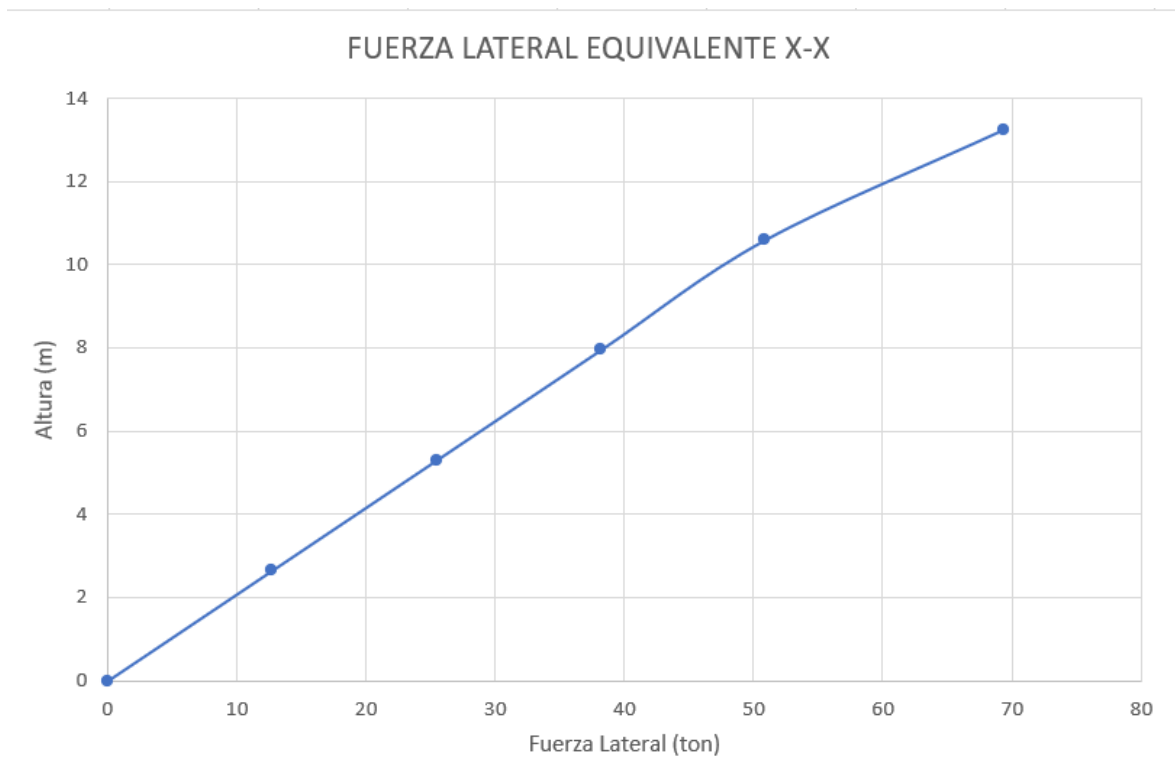
PARAMETROS SIMICOS				
TX=	0.243	TY=	0.152	Segundos
Z=	0.45	Z=	0.45	Zona 4-Nuevo Chimbote
S=	1	S=	1	Suelo S1
TP=	0.4	TP=	0.4	
TL=	2.5	TL=	2.5	
U=	1	U=	1	TIPO "C"
C=	2.5	C=	2.5	
Ro=	3	Ro=	3	Albañilería Ro=6
la=	1	la=	1	
lp=	1	lp=	1	

Φιγυρα 109. Παραμετροσ συσμιχοσ δελ συστεμα δε αλβανιλερια.

**Resultados del A.S.E. dirección X-X:**

<b>RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO EN DIRECCIÓN X-X</b>			
<b>DEL EDIFICIO DE ALBAÑILERIA</b>			
NIVEL	PESO POR NIVEL	ALTURAS	CORTANTE POR NIVEL
	Ton	m	Ton
TECHO 05	112.271	13.250	69.352
TECHO 04	103.002	10.600	50.901
TECHO 03	102.967	7.950	38.163
TECHO 02	103.002	5.300	25.451
TECHO 01	103.002	2.650	12.725

*Φιγυρα 110.* Ανάλισις εστ(τιχο δελ σιστεμα δε αλβα)ιλερια Ξ-Ξ.



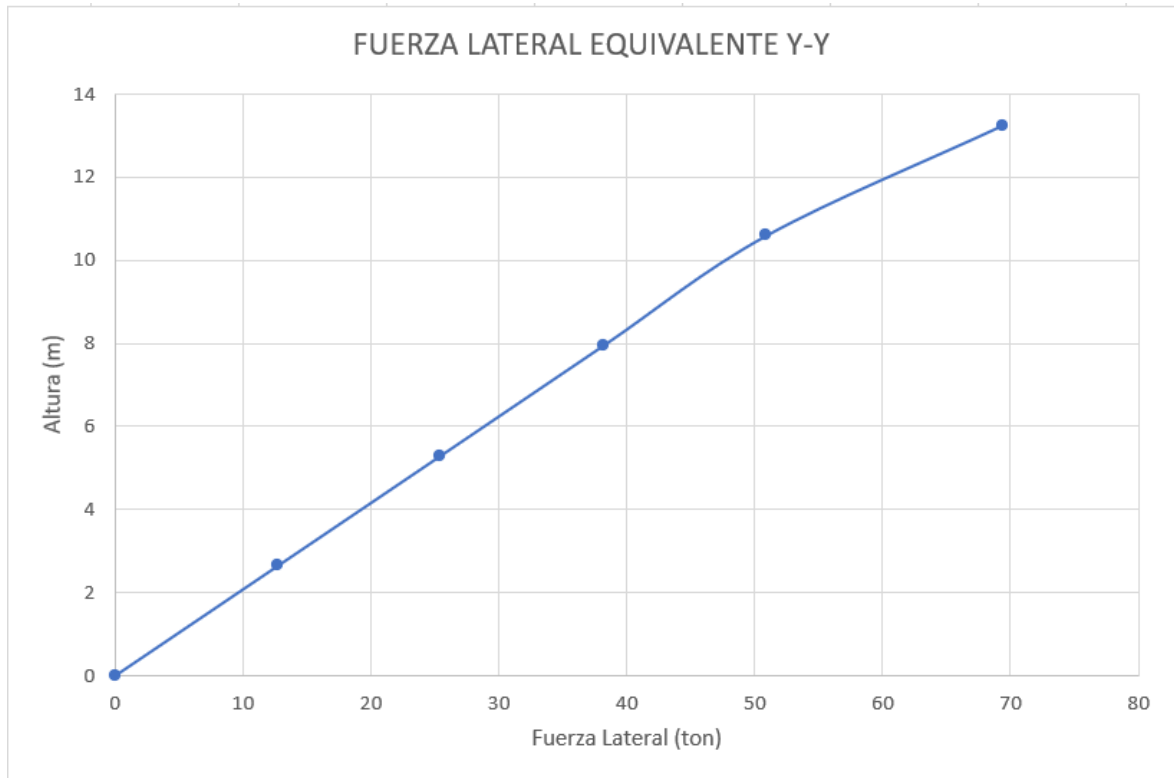
*Φιγυρα 111.* Φυερζασ λατεραλεσ δελ σιστεμα δε αλβα)ιλερια Ξ-Ξ.



**Resultados del A.S.E. dirección Y-Y:**

<b>RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO EN DIRECCIÓN Y-Y</b>			
<b>DEL EDIFICIO DE ALBAÑILERIA</b>			
NIVEL	PESO POR NIVEL	ALTURAS	CORTANTE POR NIVEL
	Ton	m	Ton
TECHO 05	112.271	13.25	69.352
TECHO 04	103.002	10.60	50.901
TECHO 03	102.967	7.95	38.163
TECHO 02	103.002	5.30	25.451
TECHO 01	103.002	2.65	12.725

*Φιγυρα 112.* Ανάλισις εστ(τιχο δελ σιστεμα δε αλβα)ιλερια Ψ-Ψ.

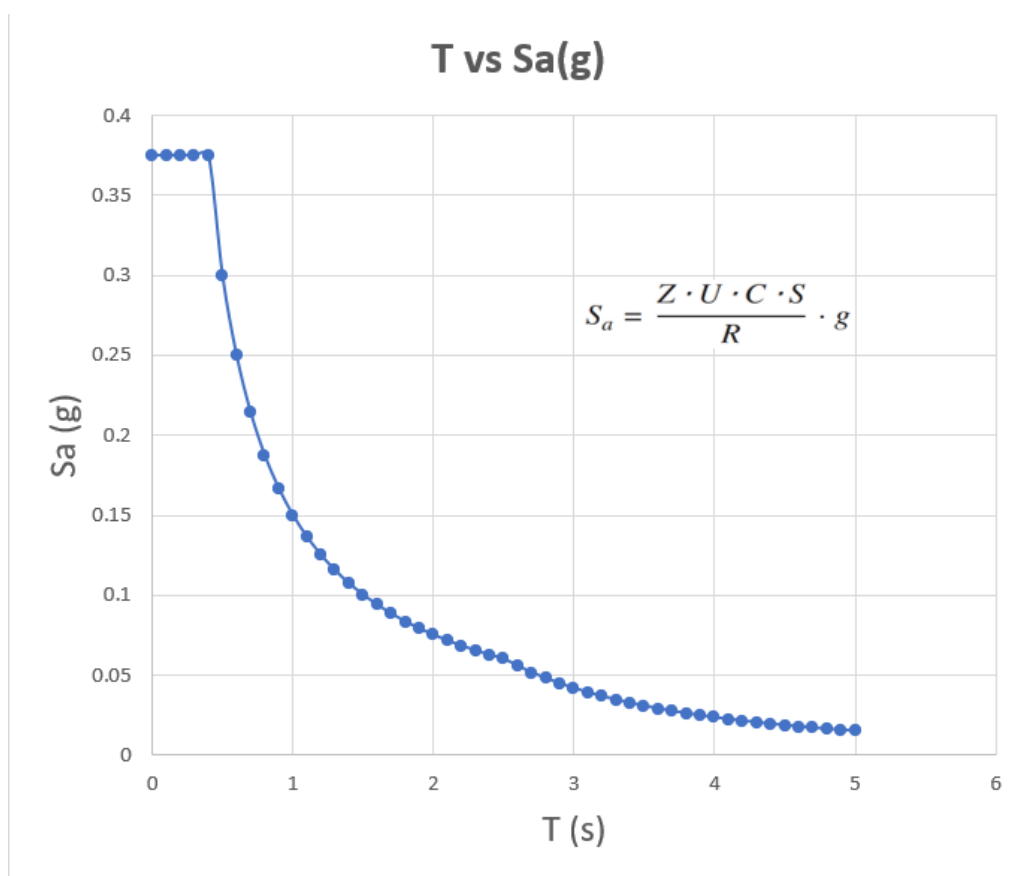


*Φιγυρα 113.* Φυερζασ λατεραλεσ δελ σιστεμα δε αλβα)ιλερια Ψ-Ψ.

#### 4.2.4.3 Ανάλυση Σίσμικο Δυναμικό

La Norma E.030 indica que cualquier estructura puede ser diseñada utilizando los resultados del análisis dinámico, por lo tanto, se efectuó un análisis modal espectral.

Para cada una de las direcciones analizadas se empleó un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones, el cual tendrá el factor de amplificación sísmica como variable (C), asimismo se utilizó un coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas  $R=3$ .



Φιγυρα 114. Εσπεχτρο δε δισε)ο δελ σιστεμα δε αλβα)ιλερια.

Resultados del A.S.D. dirección X-X:

<b>RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO X-X</b>				
<b>SISTEMA DE ALBAÑILERIA</b>				
NIVEL	ALTURAS	CORTANTE	MOMENTOS	DERIVAS
	m	Ton	Ton-m	
TECHO 05	13.25 m	46.0 ton	123.89 ton-m	0.00142
TECHO 04	10.60 m	86.0 ton	354.69 ton-m	0.00168
TECHO 03	7.95 m	114.4 ton	659.27 ton-m	0.00177
TECHO 02	5.30 m	132.9 ton	1,010.82 ton-m	0.00163
TECHO 01	2.65 m	141.3 ton	1,384.39 ton-m	0.00100

Figura 115. Ανάλισις διν(μιχο δελ σιστεμα δε αλβα)ιλερια Ξ-Ξ.

Resultados del A.S.D. dirección Y-Y:

<b>RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO X-X</b>				
<b>SISTEMA DE ALBAÑILERIA</b>				
NIVEL	ALTURAS	CORTANTE	MOMENTOS	DERIVAS
	m	Ton	Ton-m	
TECHO 05	13.25 m	46.0 ton	123.89 ton-m	0.00142
TECHO 04	10.60 m	86.0 ton	354.69 ton-m	0.00168
TECHO 03	7.95 m	114.4 ton	659.27 ton-m	0.00177
TECHO 02	5.30 m	132.9 ton	1,010.82 ton-m	0.00163
TECHO 01	2.65 m	141.3 ton	1,384.39 ton-m	0.00100

Figura 116. Ανάλισις διν(μιχο δελ σιστεμα δε αλβα)ιλερια Ψ-Ψ.

## 4.2.5 Diseño de elementos del sistema de albañilería:

### 4.2.5.1 Diseño de muros por cargas de gravedad:

La Norma E.070 establece verificar que cada muro de albañilería resista las cargas de gravedad, por lo tanto, el esfuerzo que se genera por las cargas de gravedad debe ser menor a la resistencia admisible que ofrece el muro de albañilería, para lo cual debe cumplir la siguiente expresión:

**b) Esfuerzo Axial Máximo.** El esfuerzo axial máximo ( $\sigma_m$ ) producido por la carga de gravedad máxima de servicio ( $P_m$ ), incluyendo el 100% de sobrecarga, será inferior a:

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t} \leq 0,2 f'_m \left[ 1 - \left( \frac{h}{35t} \right)^2 \right] \leq 0,15 f'_m \quad (19.1b)$$

*Φιγυρα 117.* Εσφυερζο αξιαλ μζξιμο περμισιβλε.

DISEÑO POR CARGAS DE GRAVEDAD						
Muro	L (m)	t (m)	P <sub>m</sub> (kg)	σ <sub>m</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	$0,2f'_m \left[ 1 - \left( \frac{h}{35t} \right)^2 \right]$ (kg/cm <sup>2</sup> )	OBSERVACIÓN
MX-1	3.4500	0.13	23924.77	5.33	9.38	CUMPLE
MX-2	2.5000	0.13	15243.41	4.69	9.38	CUMPLE
MX-3	1.3500	0.13	6979.10	3.98	9.38	CUMPLE
MX-4	2.7000	0.13	13687.98	3.90	9.38	CUMPLE
MX-5	2.4000	0.24	20469.09	3.55	11.94	CUMPLE (*)
MX-6	2.7000	0.24	21568.11	3.33	11.94	CUMPLE (*)
MX-7	2.4000	0.24	18379.16	3.19	11.94	CUMPLE (*)
MY-1	6.3000	0.13	36792.59	4.49	9.38	CUMPLE
MY-2	1.2000	0.13	12964.74	8.31	9.38	CUMPLE
MY-3	2.6000	0.13	12964.74	3.84	9.38	CUMPLE
MY-4	9.3600	0.24	12964.74	0.58	11.94	CUMPLE (*)
MY-5	2.0500	0.13	12964.74	4.86	9.38	CUMPLE
MY-6	3.7700	0.24	12964.74	1.43	11.94	CUMPLE (*)
MY-7	2.3500	0.24	12964.74	2.30	11.94	CUMPLE (*)
MY-8	5.6800	0.24	12964.74	0.95	11.94	CUMPLE (*)
MY-9	1.3000	0.24	12964.74	4.16	11.94	CUMPLE (*)
MY-10	1.2000	0.24	12964.74	4.50	11.94	CUMPLE (*)
$f'_m =$	65 Kg/cm <sup>2</sup>	(*) Evaluar la carga actuante con 0.15f'm				
$0.15f'_m =$	9.75 Kg/cm <sup>2</sup>					
$h =$	2.4 m					

*Φιγυρα 118.* ζεριφιχαχι Γν δε εσφυερζο αξιαλ μζξιμο.

#### 4.2.5.2 Resistencia de muros al agrietamiento diagonal:

Los muros de muro de albañilería deben resistir las fuerzas cortantes y momentos que se generan ante un sismo moderado, por lo que se debe cumplir con el control de fisuración, donde se debe satisfacer que la cortante actuante sea menor a la resistencia al corte del muro de albañilería ( $V_e \leq 0.55 \cdot V_m$ ), aceptándose hasta con el 5% de tolerancia.

Unidades de Arcilla y de Concreto:

$$V_m = 0,5 v'_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0,23 P_g$$

Unidades Sílico-calcareas:

$$V_m = 0,35 v'_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0,23 P_g$$

donde:

$v'_m$  = resistencia característica a corte de la albañilería (ver Artículos 13 (13.8 y 13.9)).

$P_g$  = carga gravitacional de servicio, con sobrecarga reducida (NTE E.030 Diseño Sismorresistente)

$t$  = espesor efectivo del muro (ver Artículo 3 (3.13))

$L$  = longitud total del muro (incluyendo a las columnas en el caso de muros confinados)

$\alpha$  = factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez, calculado como:

Φιγγρα 119. Ρεσιστενχια αλ αγριεταμιεντο δε μυροσ.

DISEÑO POR FISURACIÓN-SISMO MODERADO												
Muro	L (m)	P <sub>g</sub> (kg)	Ve-X (kg)	Me-X (kg-m)	Ve-Y (kg)	Me-Y (kg-m)	Ve (kg)	Me (kg-m)	$\frac{V_e L}{M_e}$	$\alpha$	V <sub>m</sub> (kg)	$V_e \leq 0.55 V_m$
MX-1	3.4500	21527.02	7267.88	21815.64	29.72	23.75	7267.88	21815.64	1.149	1.000	23115.4646	NO FISURADO
MX-2	2.5000	13568.49	3994.77	7731.99	21.40	19.21	3994.77	7731.99	1.292	1.000	16283.2527	NO FISURADO
MX-3	1.3500	6164.32	1491.21	2366.99	1.10	1.46	1491.21	2366.99	0.851	0.851	7462.96051	NO FISURADO
MX-4	2.7000	12188.06	3122.66	5185.81	3.16	4.59	3122.66	5185.81	1.626	1.000	17018.7538	NO FISURADO
MX-5	2.4000	18817.97	2232.21	3046.37	57.80	55.39	2232.21	3046.37	1.759	1.000	27656.1331	NO FISURADO
MX-6	2.7000	19227.56	1134.83	691.01	77.44	76.64	1134.83	691.01	4.434	1.000	30666.3388	NO FISURADO
MX-7	2.4000	16813.45	1713.99	951.56	29.25	36.73	1713.99	951.56	4.323	1.000	27195.0935	NO FISURADO
MY-1	6.3000	33179.54	61.24	119.77	3345.28	5317.79	3345.28	5317.79	3.963	1.000	40800.7942	NO FISURADO
MY-2	1.2000	8405.71	32.19	40.63	228.88	273.04	228.88	273.04	1.006	1.000	8251.3133	NO FISURADO
MY-3	2.6000	13235.53	37.12	52.37	199.90	406.35	199.90	406.35	1.279	1.000	16733.1719	NO FISURADO
MY-4	9.3600	63024.10	447.03	552.84	5258.81	18700.03	5258.81	18700.03	2.632	1.000	105474.743	NO FISURADO
MY-5	2.0500	11694.13	19.95	22.92	253.18	168.21	253.18	168.21	3.086	1.000	13482.8999	NO FISURADO
MY-6	3.7700	29297.94	29.73	30.60	4645.46	4050.77	4645.46	4050.77	4.323	1.000	43382.9262	NO FISURADO
MY-7	2.3500	15469.00	207.32	236.72	1493.47	2310.08	1493.47	2310.08	1.519	1.000	26399.87	NO FISURADO
MY-8	5.6800	22987.88	101.66	312.61	3648.10	3981.16	3648.10	3981.16	5.205	1.000	60496.8124	NO FISURADO
MY-9	1.3000	6570.99	53.99	97.60	930.13	1056.54	930.13	1056.54	1.144	1.000	14147.3277	NO FISURADO
MY-10	1.2000	6717.39	47.76	104.00	591.08	702.54	591.08	702.54	1.010	1.000	13208.9997	NO FISURADO

Φιγγρα 120. ζεριφιχαχι Γν δε φισυραχι Γν αντε σισμο μονεραδο.

#### 4.2.5.3 Resistencia al corte del edificio:

La edificación debe tener una adecuada resistencia y rigidez, en cada entrespacio y en cada dirección de análisis, por lo tanto, se debe verificar la resistencia al corte sea mayor que la fuerza cortante producida por el “sismo severo”. ( $V_{mi} \geq V_{ei}$ ).

<b>DISEÑO POR RESISTENCIA-SISMO SEVERO</b>				
<b>V<sub>m</sub></b> <b>(kg)</b>	<b>V<sub>Ei-X</sub></b> <b>(kg)</b>	<b>V<sub>Ei-Y</sub></b> <b>(kg)</b>	<b>V<sub>Ei</sub></b> <b>(kg)</b>	<b>V<sub>mi</sub> ≥ V<sub>Ei</sub></b>
23115.4646	15974.41	208.76	15974.41	RESISTENTE
16283.2527	10840.29	142.75	10840.29	RESISTENTE
7462.96051	4923.02	25.68	4923.02	RESISTENTE
17018.7538	13855.69	187.47	13855.69	RESISTENTE
27656.1331	11841.27	498.75	11841.27	RESISTENTE
30666.3388	18700.46	674.22	18700.46	RESISTENTE
27195.0935	16266.58	240.16	16266.58	RESISTENTE
40800.7942	165.88	1266.43	1266.43	RESISTENTE
8251.3133	80.16	122.48	122.48	RESISTENTE
16733.1719	134.59	64.37	134.59	RESISTENTE
105474.743	1812.82	74.23	1812.82	RESISTENTE
13482.8999	176.06	894.06	894.06	RESISTENTE
43382.9262	448.05	39.9	448.05	RESISTENTE
26399.87	576.73	59.47	576.73	RESISTENTE
60496.8124	358.9	414.64	414.64	RESISTENTE
14147.3277	138.27	203.32	203.32	RESISTENTE
13208.9997	99	107.98	107.98	RESISTENTE

*Φιγούρα 121.* ζεριφιχαχι ἴν λοχαλ αντε σισμο σεπερο.

<i>Resistencia al corte en Dirección X del Edificio, ΣV<sub>mi</sub> =</i>	216248.4569 Kg	
<i>Resistencia al Corte en Dirección Y del Edificio, ΣV<sub>mi</sub> =</i>	357555.3873 Kg	CUMPLE EN X
<i>Cortante por Sismo Severo en Dirección X, V<sub>Ei</sub> =</i>	153685.78 Kg	CUMPLE EN Y
<i>Cortante por Sismo Severo en Dirección Y, V<sub>Ei</sub> =</i>	296111.23 Kg	

*Φιγούρα 122.* ζεριφιχαχι ἴν γλοβαλ αντε σισμο σεπερο.

#### 4.2.5.4 Necesidad de refuerzo horizontal en muros:

Los muros que no cumplan con la condición que la cortante producida por el “sismo severo” sea menor que la resistencia al corte del muro o en el caso que el esfuerzo actuante en el muro sea mayor a 0.05 f’m, se debe reforzar el muro de forma horizontal con una cuantía mínima de 0.01%, adicionalmente se debe considerar todos los muros portantes del primer piso en edificaciones que sobre pasen los 03 niveles se deberán reforzar obligatoriamente cada muro.

VERIFICAR NECESIDAD DE REFUERZO HORIZONTAL						
$V_m$ (kg)	$V_e$ (kg)	$\frac{V_{m1}}{V_{e1}}$	$2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3$	$V_u$ (kg)	$M_u$ (kg-m)	CONDICIÓN
23115.4646	7267.88	3.180496183	3	21803.64	65446.92	NECESITA REFUERZO
16283.2527	3994.77	4.076142732	3	11984.31	23195.97	NECESITA REFUERZO
7462.96051	1491.21	5.004634166	3	4473.63	7100.97	NECESITA REFUERZO
17018.7538	3122.66	5.450082238	3	9367.98	15557.43	NECESITA REFUERZO
27656.1331	2232.21	12.38957495	3	6696.63	9139.11	NECESITA REFUERZO
30666.3388	1134.83	27.02284818	3	3404.49	2073.03	NECESITA REFUERZO
27195.0935	1713.99	15.86654152	3	5141.97	2854.68	NO NECESITA REFUERZO
40800.7942	3345.28	12.19652591	3	10035.84	15953.37	NECESITA REFUERZO
8251.3133	228.88	36.05082707	3	686.64	819.12	NECESITA REFUERZO
16733.1719	199.9	83.70771336	3	599.7	1219.05	NECESITA REFUERZO
105474.743	5258.81	20.05677007	3	15776.43	56100.09	NO NECESITA REFUERZO
13482.8999	253.18	53.2542061	3	759.54	504.63	NECESITA REFUERZO
43382.9262	4645.46	9.33877941	3	13936.38	12152.31	NO NECESITA REFUERZO
26399.87	1493.47	17.67686663	3	4480.41	6930.24	NO NECESITA REFUERZO
60496.8124	3648.1	16.58310145	3	10944.3	11943.48	NO NECESITA REFUERZO
14147.3277	930.13	15.21005419	3	2790.39	3169.62	NECESITA REFUERZO
13208.9997	591.08	22.34722829	3	1773.24	2107.62	NECESITA REFUERZO

Φιγυρα 123. ζεριφιχαχι  $\Gamma$ ν δε ρεφερζο ηοριζονταλ.

# Hiladas	3	
Soga t (cm)	13	
Cabeza t (cm)	24	
Soga-As.req (cm2)	0.39	Colocar 2φ6mm@3hiladas
Cabeza-As.req (cm2)	0.72	Colocar 2φ8mm@3hiladas

Φιγυρα 124. Ρεφερζο ηοριζονταλ α χολοχαρ εν μυροσ.

#### 4.2.5.5 Diseño de columnas y vigas de confinamiento:

Para la determinación de las fuerzas internas para el diseño de los elementos de confinamiento, se determinan con las siguientes expresiones:

TABLA 11 FUERZAS INTERNAS EN COLUMNAS DE CONFINAMIENTO			
COLUMNA	$V_c$ (fuerza cortante)	$T$ (tracción)	$C$ (compresión)
Interior	$\frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c - \#)}$	$V_{m1} \cdot \frac{h}{L} - P_c$	$P_c - \frac{V_{m1} \cdot h}{2L}$
Extrema	$1,5 \frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c - \#)}$	$F - P_c$	$P_c - \#F$

Φιγυρα 125. Φυερζασ παρα ελ δισηο δε ελεμεντοσ δε χονφιναμιεντο.

### Diseño por compresión

•El área de la sección de concreto se calculará asumiendo que la columna está arriostrada en su longitud por el panel de albañilería al que confina y por los muros transversales de ser el caso. El área del núcleo ( $A_n$ ) bordeado por los estribos se obtendrá mediante la expresión:

$$A_n = A_c + \frac{C/A_s f_y}{0,85 \delta f_c} \quad (27.3-a.1)$$

donde:  
 $\phi = 0,7$  o  $0,75$ , según se utilice estribos cerrados o zunchos, respectivamente  
 $\delta = 0,8$ , para columnas sin muros transversales  
 $\delta = 1$ , para columnas confinadas por muros transversales

### Diseño por corte fricción ( $V_c$ )

•La sección transversal ( $A_c$ ) de las columnas de confinamiento se diseñará para soportar la acción de corte fricción, con la expresión siguiente:

$$A_c = \frac{V_c}{0,2 f_c \phi} \geq A_c \geq 5t \text{ (cm}^2\text{)} \quad (27.3.3-a.1')$$

donde:  $\phi = 0,85$

Φιγυρα 126. Ξρεασ μί νιμασ δελ ν χλαιο δε χολυμασ δε χονφιναιμεντο.

DISEÑO DE COLUMNAS DE CONFINAMIENTO																			SECCIÓN FINAL		
Muro	L (m)	M (kg-m)	F (kg)	Número de Columnas Nc	Long.Paño Mayor Lm (m)	0.5L (m)	Pc (kg)	Vc (kg)	T (kg)	C (kg)	δ	Distribución As.min	As.min (cm²)	An (cm²)	Acf (cm²)	A.instal (cm²)	An.req (cm²)	Peralte Dn (cm)	Peralte Dn+† (cm)	D final (cm)	t (cm)
MX-1	3.4500	37708.36 m	10929.96	2	3.4500	1.725	10763.51	11557.73	166.45	21693.47	0.8	4φ8mm	1.28	216.5	388.5	325.0	388.5	30	35	35	13
MX-2	2.5000	3656.06676	1462.427	2	2.5000	1.25	6784.245	8141.63	-5321.82	8246.67	0.8	4φ8mm	1.28	55.1	273.7	325.0	325.0	25	30	30	13
MX-3	1.3500	-1854.58262	1373.765	2	1.3500	0.675	3082.16	3731.48	-1708.40	4455.92	0.8	4φ8mm	1.28	9.6	125.4	325.0	325.0	25	30	30	13
MX-4	2.7000	-4865.07456	1801.879	2	2.7000	1.35	6094.03	8509.38	-4292.15	7895.91	0.8	4φ8mm	1.28	50.9	286.0	325.0	325.0	25	30	30	13
MX-5	2.4000	-24048.2497	10020.1	2	2.4000	1.2	9408.985	13828.07	611.12	19429.09	0.8	4φ8mm	1.28	189.3	464.8	600.0	600.0	25	30	30	24
MX-6	2.7000	-34726.5766	12861.7	2	2.7000	1.35	9613.78	15333.17	3247.92	22475.48	0.8	4φ8mm	1.28	225.9	515.4	600.0	600.0	25	30	30	24
MX-7	2.4000	-29779.4322	12408.1	2	2.4000	1.2	8406.725	13597.55	4001.37	20814.82	0.8	4φ8mm	1.28	206.0	457.1	600.0	600.0	25	30	30	24
MY-1	6.3000	-33007.583	5239.299	3	3.4	3.15	11059.85	8257.30	-5820.55	16299.15	0.8	4φ8mm	1.28	151.8	277.6	325.0	325.0	25	30	30	13
MY-2	1.2000	-9082.45596	7568.713	2	1.2000	0.6	4202.855	4125.66	3365.86	11771.57	0.8	4φ8mm	1.28	97.4	138.7	325.0	325.0	25	30	30	13
MY-3	2.6000	-18860.7563	7254.137	2	2.6000	1.3	6617.765	8366.59	636.37	13871.90	0.8	4φ8mm	1.28	122.6	281.2	325.0	325.0	25	30	30	13
MY-4	9.3600	-70469.6016	7528.804	4	3.8	4.68	15756.03	15821.21	-8227.22	23284.83	0.8	4φ8mm	1.28	235.6	531.8	600.0	600.0	25	30	30	24
MY-5	2.0500	-15674.8499	7646.268	2	2.0500	1.025	5847.065	6741.45	1799.20	13493.33	0.8	4φ8mm	1.28	118.1	226.6	325.0	325.0	25	30	30	13
MY-6	3.7700	-39907.2014	10585.46	3	3.7700	1.885	9765.98	16268.60	819.48	20351.44	0.8	4φ8mm	1.28	200.4	546.8	600.0	600.0	25	30	30	24
MY-7	2.3500	-24749.604	10531.75	2	2.3500	1.175	7734.5	13199.94	2797.25	18266.25	0.8	4φ8mm	1.28	175.4	443.7	600.0	600.0	25	30	30	24
MY-8	5.6800	-60652.6949	10678.29	2	3.5	2.84	11493.94	18638.98	-815.65	22172.23	0.8	4φ8mm	1.28	222.3	626.5	600.0	626.5	26	31	35	24
MY-9	1.3000	-13807.1732	10620.9	2	1.3000	0.65	3285.495	7073.66	7335.41	13906.40	0.8	4φ8mm	1.28	123.0	237.8	600.0	600.0	25	30	30	24
MY-10	1.2000	-13743.1796	11452.65	2	1.2000	0.6	3358.695	6604.50	8093.95	14811.34	0.8	4φ8mm	1.28	133.9	222.0	600.0	600.0	25	30	30	24

Φιγυρα 127. Σεχλι Γν δε χολυμασ δε χονφιναιμεντος.



**a.2. Determinación del refuerzo vertical**

●El refuerzo vertical a colocar en las columnas de confinamiento será capaz de soportar la acción combinada de corte-fricción y tracción; adicionalmente, desarrollará por lo menos una tracción igual a la capacidad resistente a tracción del concreto y como mínimo se colocarán 4 varillas para formar un núcleo confinado. El refuerzo vertical ( $A_v$ ) será la suma del refuerzo requerido por corte-fricción y el refuerzo requerido por tracción ( $A_{tr}$ ):

$$A_v = \frac{V_c}{f_y \cdot \phi} + A_{tr} = \frac{T}{f_y \cdot \phi} \quad (27.3.a.2)$$

$$A_s = A_v + A_{tr} \geq 0,1 f_c' \frac{A_c}{f_y} \dots (\text{mínima } 4 \phi 8mm)$$

**a.3. Determinación de los estribos de confinamiento**

●Los estribos de las columnas de confinamiento podrán ser ya sea estribos cerrados con gancho a 135°, estribos de 1/4 de vuelta o zunchos con ganchos a 180°. En los extremos de las columnas, en una altura no menor de 45 cm o 1,5 d (por debajo o encima de la solera, dintel o sobrecimiento), deberá colocarse el menor de los siguientes espaciamientos (s) entre estribos:

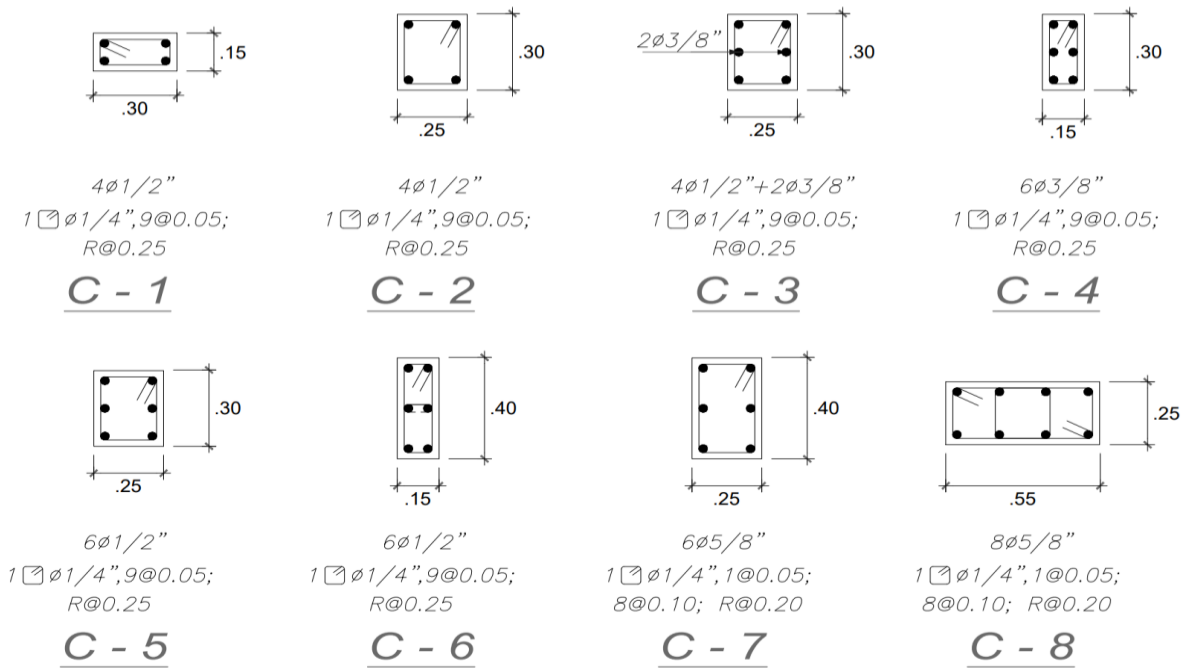
$$s_1 = \frac{A_v f_y}{0,3 t_w f_c (A_c / A_w + 1)} \quad s_2 = \frac{A_v f_y}{0,12 t_w f_c} \quad (27.3.a.3)$$

$$s_3 = \frac{d}{4} \geq 5cm \quad s_4 = 10cm$$

**Φιγυρα 128.** Ρεφυερζο μί νιμο παρα χολυμνασ δε χονφιναμειντο.

DISEÑO DE REFUERZO LONGITUDINAL Y ESTRIBOS																	
Muro	L (m)	Ac.final (cm²)	Asf (cm²)	Ast (cm²)	As.min (cm²)	As (cm²)	As.req (cm²)	Distribución Refuerzo Longitudinal	As.instal (cm²)	tn (cm)	S1 (cm)	S2 (cm)	S3 (cm)	S4 (cm)	S final (cm)	45cm ó 1.5d	Distribución Refuerzo de Estribos
MX-1	3.4500	455	4.05	0.05	1.90	4.09	4.09	4 φ1/2"	5.16	8	34	14	8	10	8	50	□1/4",10@5cm,Rto@25cm C/E
MX-2	2.5000	390	2.85	1.49	1.63	4.34	4.34	4 φ1/2"	5.16	8	28	14	7	10	7	45	□1/4",9@5cm,Rto@25cm C/E
MX-3	1.3500	390	1.31	0.48	1.63	1.79	1.79	4 φ1/2"	5.16	8	28	14	7	10	7	45	□1/4",9@5cm,Rto@25cm C/E
MX-4	2.7000	390	2.98	1.20	1.63	4.18	4.18	4 φ1/2"	5.16	8	28	14	7	10	7	45	□1/4",9@5cm,Rto@25cm C/E
MX-5	2.4000	720	4.84	0.17	3.00	5.01	5.01	4 φ1/2"	5.16	19	12	6	7	10	6	45	□1/4",9@5cm,Rto@25cm C/E
MX-6	2.7000	720	5.37	0.91	3.00	6.28	6.28	4 φ1/2"+2 φ3/8"	6.58	19	12	6	7	10	6	45	□1/4",9@5cm,Rto@25cm C/E
MX-7	2.4000	720	4.76	1.12	3.00	5.88	5.88	4 φ1/2"+2 φ3/8"	6.58	19	12	6	7	10	6	45	□1/4",9@5cm,Rto@25cm C/E
MY-1	6.3000	390	2.89	1.63	1.63	4.52	4.52	4 φ1/2"	5.16	8	28	14	7	10	7	45	□1/4",9@5cm,Rto@25cm C/E
MY-2	1.2000	390	1.44	0.94	1.63	2.39	2.39	4 φ1/2"	5.16	8	28	14	7	10	7	45	□1/4",9@5cm,Rto@25cm C/E
MY-3	2.6000	390	2.93	0.18	1.63	3.11	3.11	4 φ1/2"	5.16	8	28	14	7	10	7	45	□1/4",9@5cm,Rto@25cm C/E
MY-4	9.3600	720	5.54	2.30	3.00	7.84	7.84	6 φ1/2"	7.74	19	12	6	7	10	6	45	□1/4",9@5cm,Rto@25cm C/E
MY-5	2.0500	390	2.36	0.50	1.63	2.86	2.86	6 φ3/8"	4.26	8	28	14	7	10	7	45	□1/4",9@5cm,Rto@25cm C/E
MY-6	3.7700	720	5.70	0.23	3.00	5.93	5.93	4 φ1/2"+2 φ3/8"	6.58	19	12	6	7	10	6	45	□1/4",9@5cm,Rto@25cm C/E
MY-7	2.3500	720	4.62	0.78	3.00	5.41	5.41	4 φ1/2"+2 φ3/8"	6.58	19	12	6	7	10	6	45	□1/4",9@5cm,Rto@25cm C/E
MY-8	5.6800	840	6.53	0.23	3.50	6.75	6.75	4 φ1/2"+2 φ3/8"	6.58	19	14	6	8	10	6	50	□1/4",9@5cm,Rto@25cm C/E
MY-9	1.3000	720	2.48	2.05	3.00	4.53	4.53	4 φ1/2"	5.16	19	12	6	7	10	6	45	□1/4",9@5cm,Rto@25cm C/E
MY-10	1.2000	720	2.31	2.27	3.00	4.58	4.58	4 φ1/2"	5.16	19	12	6	7	10	6	45	□1/4",9@5cm,Rto@25cm C/E

**Φιγυρα 129.** Χ(λχυλο δελ ρεφυερζο εν χολυμνασ δε χονφιναμειντο.



Φιγυρα 130. Διστριβυχι Γν δε αχερο εν χολυμνας δε χονφιναμιεντο.

Luego de efectuar el cálculo de las columnas de confinamiento se procedió a realizar el diseño y cálculo de las vigas soleras, para ello se determinó la fuerza de tracción pura a la que estará sometida la solera, luego de ello se calculó el área de acero.

**b) Diseño de las vigas soleras correspondientes al primer nivel**

•La solera se diseñará a tracción pura para soportar una fuerza igual a  $T_s$ :

$$T_s = V_{m1} \frac{L_m}{2L};$$

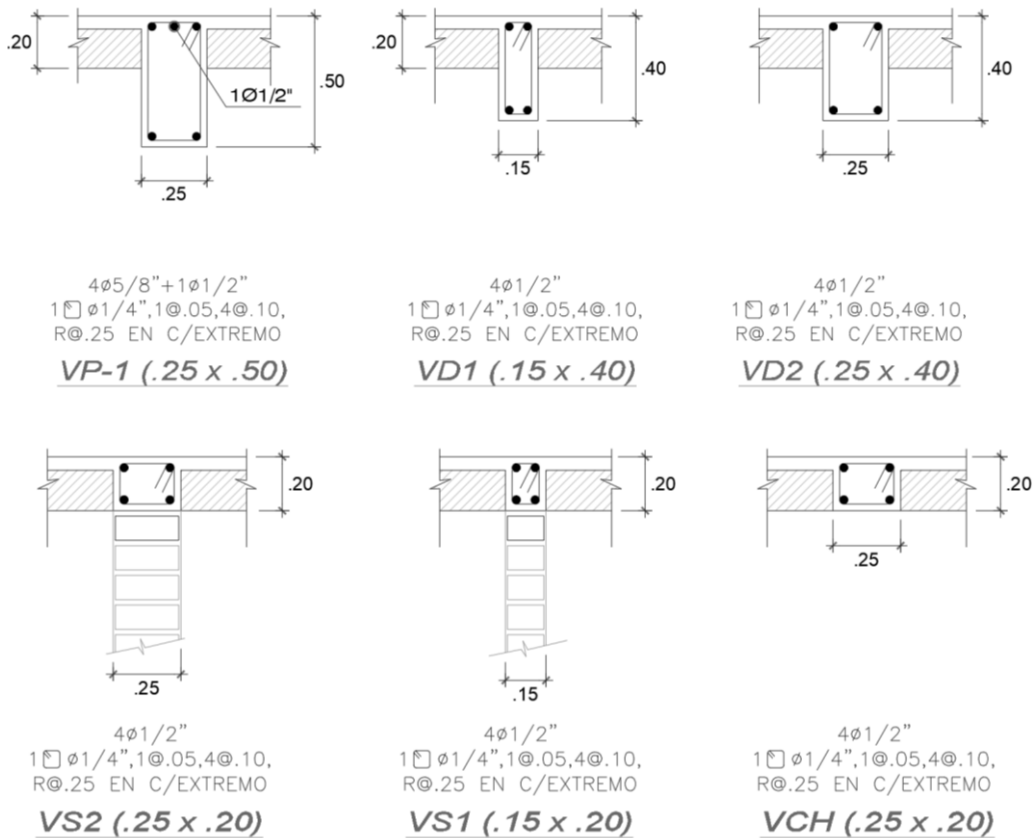
$$A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq 0,1 \frac{f_c A_{cs}}{f_y} \dots (\text{mínima } 4 \phi 8 \text{mm}) \quad (27.3.b)$$

donde:  $\phi = 0,9$   
 $A_{cs}$  = área de la sección transversal de la solera

Φιγυρα 131. Ρεφυερζο μί νιμο εν πιγασ δε χονφιναμιεντο.

DISEÑO DE VIGAS SOLERAS								
Muro	L (m)	Ts (kg)	As (cm <sup>2</sup> )	As.min (cm <sup>2</sup> )	As.req (cm <sup>2</sup> )	Distribución Refuerzo Longitudinal	As.instal (cm <sup>2</sup> )	Distribución Refuerzo de Estribos
MX-1	3.4500	11557.73	3.06	1.08	3.06	4 φ1/2"	5.16	□1/4",1@5cm,4@10cm,Rto@25cm C/E
MX-2	2.5000	8141.626	2.15	1.08	2.15	4 φ1/2"	2.84	□1/4",1@5cm,4@10cm,Rto@25cm C/E
MX-3	1.3500	3731.48	0.99	1.08	1.08	4 φ3/8"	2.84	□1/4",1@5cm,4@10cm,Rto@25cm C/E
MX-4	2.7000	8509.377	2.25	1.08	2.25	4 φ1/2"	2.84	□1/4",1@5cm,4@10cm,Rto@25cm C/E
MX-5	2.4000	13828.07	3.66	2.00	3.66	4 φ1/2"	5.16	□1/4",1@5cm,4@10cm,Rto@25cm C/E
MX-6	2.7000	15333.17	4.06	2.00	4.06	4 φ1/2"	5.16	□1/4",1@5cm,4@10cm,Rto@25cm C/E
MX-7	2.4000	13597.55	3.60	2.00	3.60	4 φ1/2"	5.16	□1/4",1@5cm,4@10cm,Rto@25cm C/E
MY-1	6.3000	11009.74	2.91	1.08	2.91	4 φ5/8"	2.84	□1/4",1@5cm,4@10cm,Rto@25cm C/E
MY-2	1.2000	4125.657	1.09	1.08	1.09	4 φ1/2"	2.84	□1/4",1@5cm,4@10cm,Rto@25cm C/E
MY-3	2.6000	8366.586	2.21	1.08	2.21	4 φ3/8"	2.84	□1/4",1@5cm,4@10cm,Rto@25cm C/E
MY-4	9.3600	26368.69	6.98	2.00	6.98	4 φ1/2"+2 φ3/8"	6.58	□1/4",1@5cm,4@10cm,Rto@25cm C/E
MY-5	2.0500	6741.45	1.78	1.08	1.78	4 φ3/8"	2.84	□1/4",1@5cm,4@10cm,Rto@25cm C/E
MY-6	3.7700	21691.46	5.74	2.00	5.74	4 φ3/8"	2.84	□1/4",1@5cm,4@10cm,Rto@25cm C/E
MY-7	2.3500	13199.94	3.49	2.00	3.49	4 φ3/8"	5.16	□1/4",1@5cm,4@10cm,Rto@25cm C/E
MY-8	5.6800	18638.98	4.93	2.00	4.93	4 φ3/8"	5.16	□1/4",1@5cm,4@10cm,Rto@25cm C/E
MY-9	1.3000	7073.664	1.87	2.00	2.00	4 φ1/2"	2.84	□1/4",1@5cm,4@10cm,Rto@25cm C/E
MY-10	1.2000	6604.5	1.75	2.00	2.00	4 φ5/8"	2.84	□1/4",1@5cm,4@10cm,Rto@25cm C/E

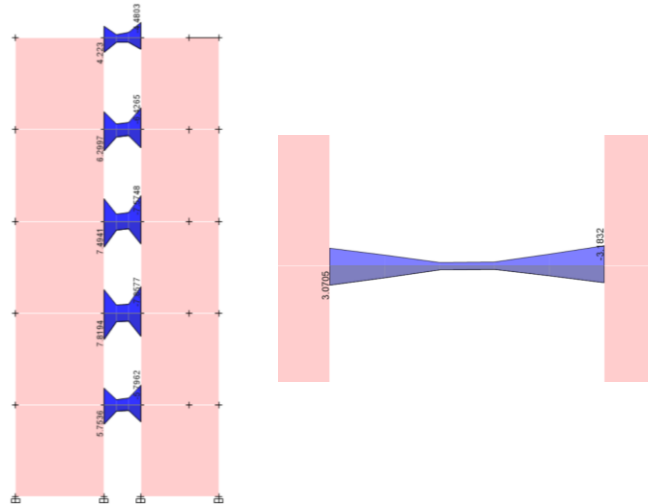
Φιγυρα 132. Χ(λχυλο δελ ρεφυερζο εν πιγασ δε χονφιναμιεντο.



Φιγυρα 133. Διστριβυχι Γν δε αχερο εν πιγασ δε χονφιναμιεντο.

#### 4.2.5.6 Diseño de viga dintel:

Para el diseño de las vigas dinteles se consideró las combinaciones de carga que establece la norma E.060, con ello se obtuvo el momento último de diseño y luego se procedió a efectuar el diseño por flexión y cortante.



*Φιγγρα 134.* Μομεντοσ δε δισε)ο εν πιαα διντελ.

Para el diseño a flexión se consideró las fórmulas establecidas en la normativa del ACI-318-19, la cual relaciona el área de acero con el bloque de compresiones de la sección rectangular y el momento último:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{0.85 f'_c \phi b}}, \quad A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

*Φιγγρα 135.* Φ (ρμυλασ παρα ελ δισε)ο πορ φλεξι ν.

Asimismo, se tomó en consideración el área máxima y mínima de acero para elemento sometidos a flexión, donde el área máxima de acero está en función de la cuantía balanceada:

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{0.70 \sqrt{f'_c} b_w d}{f_y} \quad A_{s \text{ máx}} = 0.75 A_{sb}$$

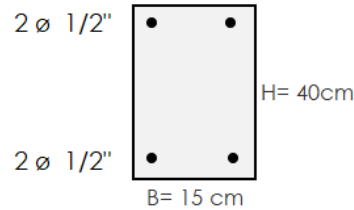
*Φιγγρα 136.* Ξρεα δε αχερο μί νιμα ψ μζιμα.

$$\rho_b = \beta_1 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y}\right)$$

*Φιγγρα 137.* Χυαντí α βαλανχεαδα.

VIGA DINTEL - 40X15CM														
Ubicación de Momento	M (fn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As max (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	$\rho = As / bd$	M max (fn-m)	Trabaja a:	Observ.	1/2	Total	Verfic.
PRIMER NIVEL - VIGA VP-101 (0.25x0.50)														
APOYO 1	3.07	15.00	34.26	3.95	2.52	8.19	1.24	0.0049	8.62	Traccion	Hallar As	2	2.58	Ok
	2.85	15.00	34.26	3.65	2.32	8.19	1.24	0.0045	8.62	Traccion	Hallar As	2	2.58	Ok
APOYO 2	2.67	15.00	34.26	3.40	2.17	8.19	1.24	0.0042	8.62	Traccion	Hallar As	2	2.58	Ok
	3.08	15.00	34.26	3.96	2.52	8.19	1.24	0.0049	8.62	Traccion	Hallar As	2	2.58	Ok

Sección de Acero Corrido:



**Φιγυρα 138.** Χ(λχυλο δε αχερο λογγιτυδιναλ – πιγα διντελ.

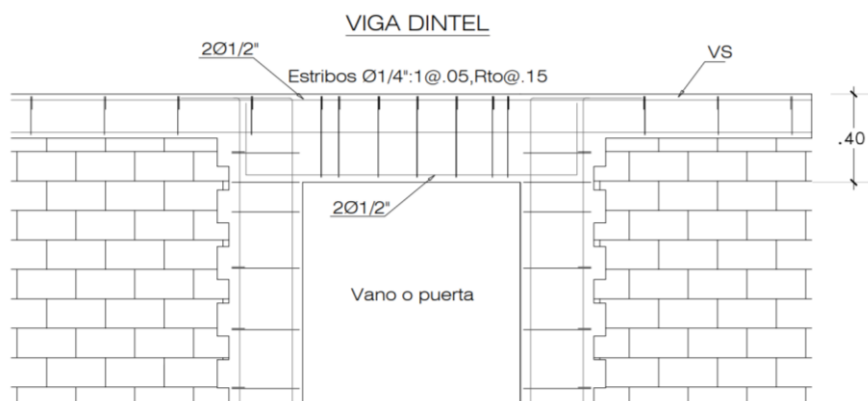
Para el diseño por corte se realizará de acuerdo a lo establecido por la norma E.060, donde precisa la utilización de estribos de 1/4" de diámetro para confinar una zona de igual a 2d (2x40cm=80cm). En cuanto al espaciamiento que tendrán los estribos dentro de la zona confinada se debe considerar el primer estribo a 5cm, luego se debe considerar el menor valor obtenido de las siguientes expresiones:

- (a)  $d/4$ , pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm;
- (b) Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
- (c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;
- (d) 300 mm.

**Φιγυρα 139.** Εσπαχιαμιεντο μαξιμο δε εστριβος – πιγα διντελ.

Obteniéndose el menor valor de la expresión (a) con 15cm ( $40/4=10$ cm, pero no es necesario que sea menor a 15cm).

La distribución final de los estribos sería: 1@5cm, 5@15cm.

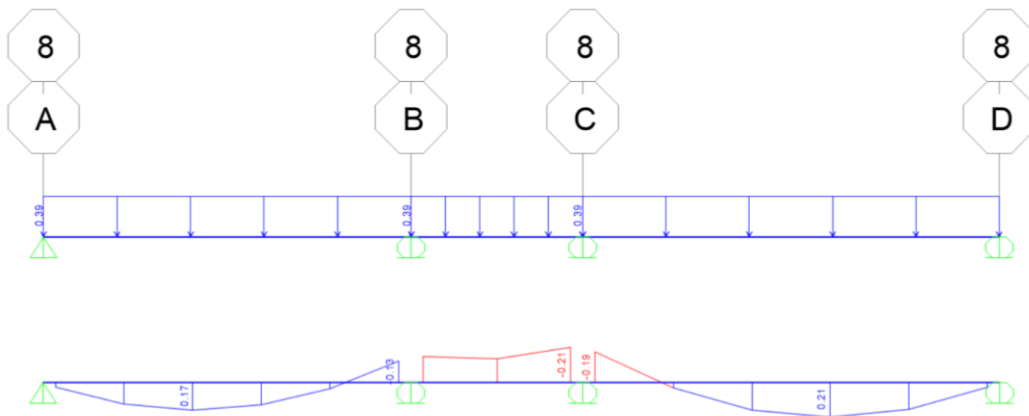


**Φιγυρα 140.** Διστριβυχι (ν δε αχερο εν πιγα διντελ δελ σιστεμα δε αλβα)λιερια.

#### 4.2.5.7 Diseño de losa aligerada:

Para el diseño de la losa aligerada se inició considerando una losa con espesor de 20cm, cumpliendo con el espesor mínimo establecido por la norma E.060, luego se determinó las cargas de servicio amplificadas ( $1.7cv+1.4cm=338\text{kg/m}$ ), debido que las losas aligeradas se diseñan bajo cargas de gravedad.

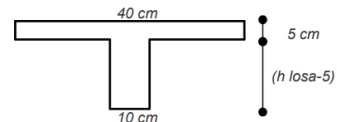
Con respecto al diseño por flexión se efectúa de manera similar que el diseño de vigas rectangulares:



Φιγυρα 141. Χαργασ ψ Δ.Μ.Φ εν λοσα αλιγεραδα δε σιστεμα δε αλβα)ιλερια.

Propiedades de una Vigueta típica  $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f_y=4200\text{kg/cm}^2$

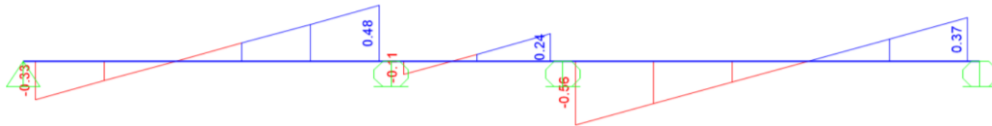
$h$ losa (m)	$I_g$ ( $\text{cm}^4$ )	$M_{cr}^+$ kg-m	$M_{cr}^-$ kg-m	$As^+_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$As^-_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$0.75A^+sb$ ( $\text{cm}^2$ )	$0.75A^-sb$ ( $\text{cm}^2$ )
0.17	7275	185	370	0.34	0.91	7.01	2.23
0.2	11800	260	505	0.41	1.01	7.50	2.71
0.25	22700	405	750	0.53	1.15	8.29	3.50
0.3	38430	580	1030	0.65	1.28	9.08	4.31



PARA MOMENTOS NEGATIVOS															
PAÑO	M (Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As max (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	p = As / bd	M max (Tn-m)	Trabaja a:	φ 8mm	φ 3/8"	φ 1/2"	φ 5/8"	Total(cm <sup>2</sup> )
1	0.13	10	17.02	0.48	0.20	2.71	1.01	0.12%	1.42	Tracción			1		1.29
	0.21	10	17.02	0.79	0.33	2.71	1.01	0.20%	1.42	Tracción			1		1.29
	0.19	10	17.02	0.71	0.30	2.71	1.01	0.18%	1.42	Tracción			1		1.29
PARA MOMENTOS POSITIVOS (a<= 4.25Cm para q sea Seccion Rectangular)															
PAÑO	M (Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As max (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	p = As / bd	M max (Tn-m)	Trabaja a:	φ 8mm	φ 3/8"	φ 1/2"	φ 5/8"	Total(cm <sup>2</sup> )
1	0.17	40	17.02	0.16	0.27	7.50	0.41	0.04%	3.83	Tracción		1			0.71
	0.21	40	17.02	0.19	0.33	7.50	0.53	0.05%	3.83	Tracción		1			0.71

Φιγυρα 142. Δισε)ο πορ φλεξιον δε λοσα αλιγεραδα δε σιστεμα δε αλβα)ιλερια.

Para el diseño por corte de la losa aligerada, se consideró únicamente la resistencia del concreto debido que la losa aligerada no lleva estribos, por lo tanto, el concreto debe resistir íntegramente la demanda de las fuerzas cortantes. La normativa E.060 permite utilizar para el diseño la fuerza cortante última que se origina a una distancia “d” de la cara de apoyo, pero de manera conservadora se consideró la fuerza cortante en el centro del apoyo, con una magnitud de 0.56ton.



**Φιγυρα 143.** Δ.Φ.Χ εν λοσα αλιγεραδα δε σιστεμα δε αλβα)ιλερια.

Las viguetas se diseñan de tal forma que estas sean las que resistan todo la fuerza cortante

$$V_n = V_c + V_s = \frac{V_u}{\Phi}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d \leq V_u$$

$$V_s = 0$$

Vc=	1438.25	Kg
Ø Vc=	1222.51	Kg
Vud=	560.00	Kg

Vud ≤ Ø Vc
CUMPLE

**Φιγυρα 144.** Δισε)ο πορ χορτε δε λοσα αλιγεραδα δε σιστεμα δε αλβα)ιλερια.

En cuanto al acero por temperatura de la losa aligerada se debe considerar como cuantía mínima equivalente a  $0.0018 \times (b) \times (t)$

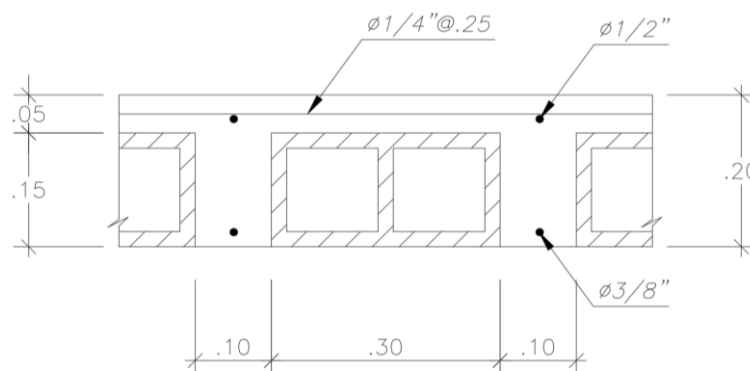
b=	100 cm
t=	5 cm

$$A_s = 0.0018 \times b \times t$$

As=	0.90	cm <sup>2</sup>
-----	------	-----------------

usar 1 Ø 1/4" @0.25 cm. (As=1.28cm<sup>2</sup>)

**Φιγυρα 145.** Δισε)ο πορ τεμπερατυρα δε λοσα αλιγεραδα δε σιστεμα δε αλβα)ιλερια .



**Φιγυρα 146.** Διστριβυχι ρν δε αχερο εν λοσα αλιγεραδα δε σιστεμα δε αλβα)ιλερ)α.

#### 4.2.5.7 Diseño de placa:

Se diseñó la placa PL2 que recibe las mayores cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores, en cuanto a ello la mayor carga axial de compresión se produce por las cargas de servicio (Pm), y en cuanto a los mayores momentos flectores y fuerzas cortantes fueron producidos por el sismo (Me, Ve). Las dimensiones de la placa a evaluar son la 145cm x25cm, del análisis estructural se obtuvo las magnitudes de la carga Pm=39.69, Me= 9.79 y Ve23.63.

Para el diseño por flexo-compresión se inició corroborando la necesidad de colocar elementos de borde a nuestra placa, para ello se calculó el esfuerzo máximo que se genera en el extremo de la placa, el cual no debe superar el 20% de la resistencia a la compresión del concreto.

Luego se calculó el momento de agrietamiento de la placa, para luego compararlo con el momento producido por el sismo, con el fin de determinar cuál será el momento de diseño. Del análisis estructural se pudo determinar el desplazamiento en el último nivel de la placa para determinar la longitud del elemento de borde.

<b>NECESIDAD DE CONFINAR BORDES</b>			
<b>Y=</b>	67.5	cm	$\sigma = P/A + M y / I$ Donde: $y = 1/2 L = 75 \text{ cm}$
<b>q=</b>	53.60	kg/cm2	
<b>q=</b>	0.26	>0.2 f'c	
Necesita borde confinado			
<b>MOMENTO FLECTOR DE AGRIETAMIENTO</b>			
<b>Mcr=</b>	33.17	ton-m	$\frac{M_{cr} y}{I} - \frac{P}{A} = 2 \sqrt{f'c}$
<b>Md = 1.2 Mcr</b>	33.17	ton-m	
"Mcr" se convierte en el momento de diseño			
<b>ELEMENTO DE CONFINAMIENTO</b>			
<b>Despl.=</b>	0.01	m	$c \geq \frac{\ell_m}{600 (\delta u / h m)}$
<b>Cociente=</b>	0.005	m	
<b>C=</b>	45	cm	
<b>L1=</b>	31.5	cm	
borde de confinamiento = 31.5x25			

Φιγυρα 147. Δετερμιναχι ἴν δε ελεμεντο δε βορδε εν πλαχα ΠΛ2.

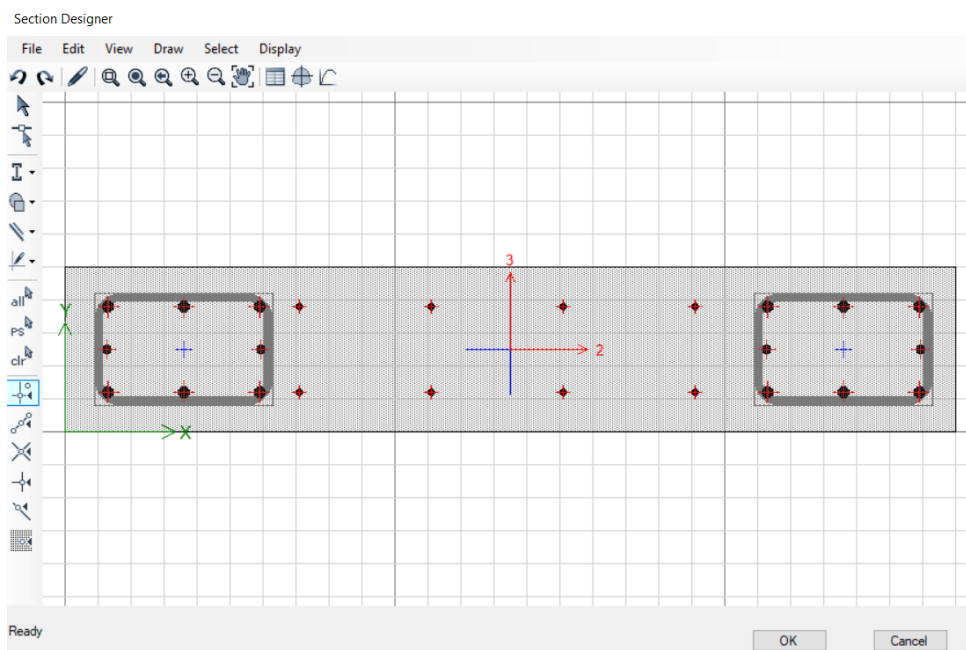


<b>REFUERZO VERTICAL</b>			
<b>Pconf=</b>	42.43	ton	$P_u = \frac{P_{u(muro)}}{2} + \frac{M_u}{L_w}$ $\rho_{min} = 0.01$ $P_{min} = 0.80(0.85f_c(A_g - A_s) + A_s f_y)$
<b>A<sub>bor</sub>=</b>	787.50	cm <sup>2</sup>	
<b>A<sub>s</sub>=</b>	7.88	cm <sup>2</sup>	
<b>P<sub>max</sub>=</b>	96.45	ton	
<b>A<sub>s colocado</sub>=</b>	9.16	cm <sup>2</sup>	
La cuantía mínima es suficiente para el elemento de borde			

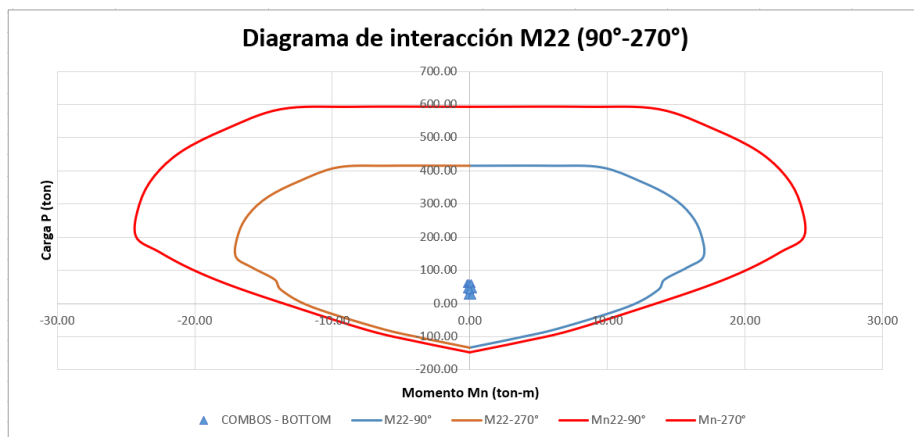
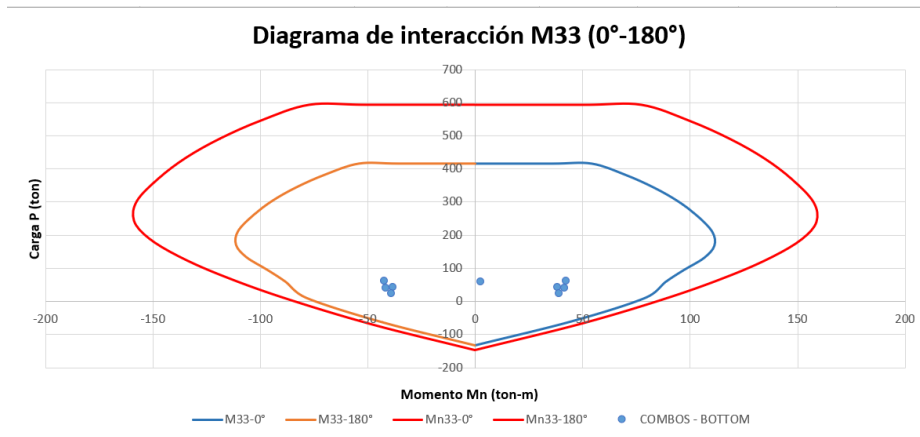
<b>REFUERZO EN EL ALMA</b>			
<b>L alma=</b>	72	cm	$\rho_{min} = 0.0025$ $A_{sv}/m = 100h\rho_{min}$ $S = \frac{A_b}{A_{sv}/m}$
<b>t=</b>	25	cm	
<b>Cuantía mínima=</b>	0.0025		
<b>A<sub>sv</sub>=</b>	4.5	cm <sup>2</sup> /m	
<b>por fila=</b>	2.25	cm <sup>2</sup> /m	
<b>Varilla Coloc=</b>	∅ 3/8"		
<b>S=</b>	0.316	m	
Usar varilla de 3/8" @ 20cm			

Φιγυρα 148. Δετερμιναχι Γν δε αχερο περτιχαλ εν πλαχα ΠΛ2.

Luego del cálculo manual se procedió a verificar de forma programada que la distribución de acero cumpla con el diseño a flexión:



Φιγυρα 149. ζεριφιχαχι Γν δε δισε) πορ φλεξο-χομπρεσι Γν δε πλαχα ΠΛ2.



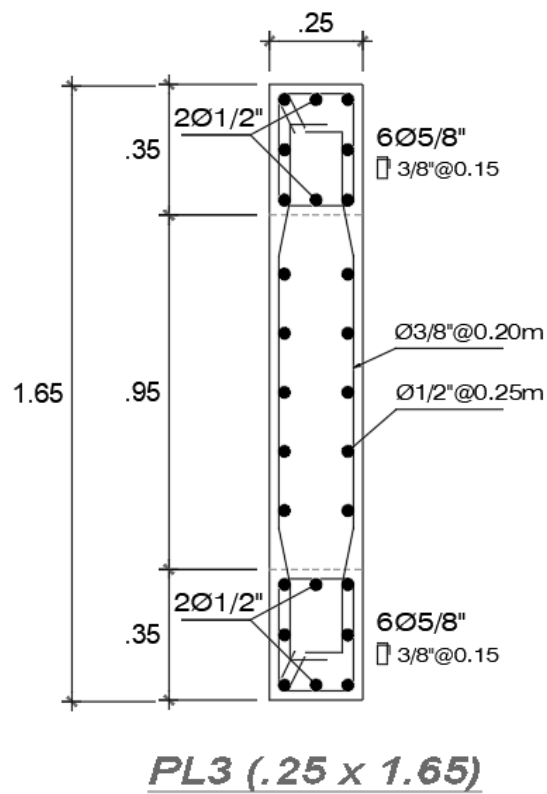
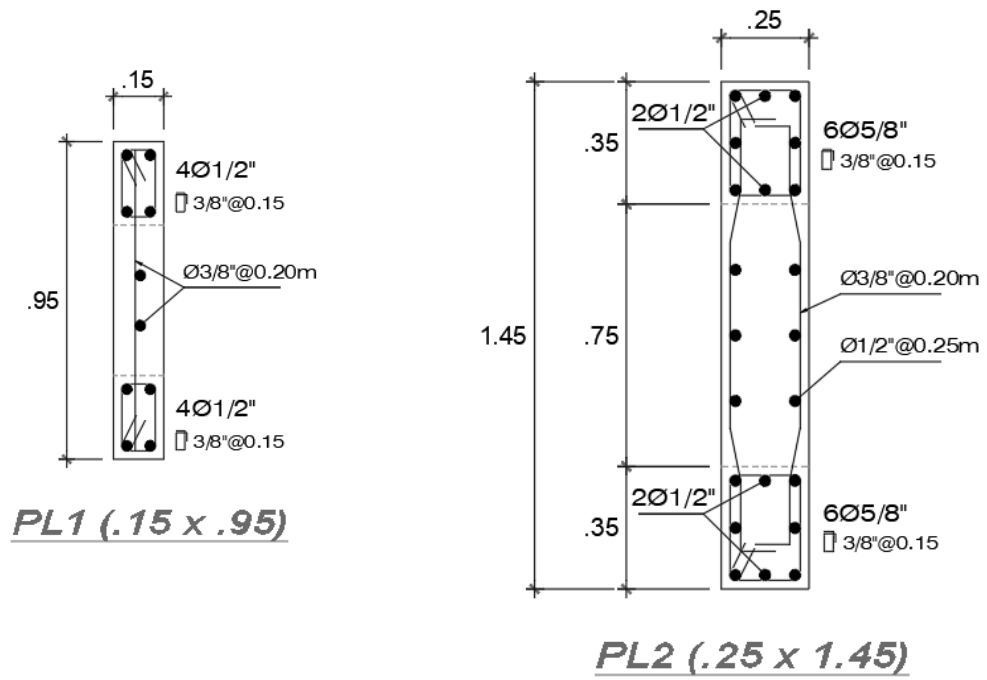
Φιγυρα 150. Διαγραμασ δε ιντερααχι Γν εν πλααα ΠΛ2.

Con el diseño a flexo-compresión finalizado se realizó el diseño por corte para determinar el acero horizontal que tendrá la placa, asimismo se determinó la cantidad y espaciamento de estribos en el borde de confinamiento.

<b>DISEÑO POR CORTE</b>			
<b>Vn=</b>	32.72	ton	$V_n = A_v (\alpha_c \sqrt{f_c} + \rho_n B)$
<b>Vc=</b>	13.82	ton	$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} A_n$
<b>Vs=</b>	18.90	ton	$V_s = V_n - V_c$
<b>S=</b>	36.98	ton	$S = \frac{A_v f_y d}{V_s}$
Para el Refuerzo Horizontal Usar : Ø 1/2" @ 25.0 cm			

<b>Refuerzo transversal del Elemento de Confinamiento</b>			
<i>Lado largo</i>			
<b>Smax=</b>	15	cm	$A_{sh} \geq 0.09 \times S \times h_c \times \frac{f_c}{f_y}$
<b>Ash=</b>	2.85	cm <sup>2</sup>	
<b>Ash inst=</b>	2.84	cm <sup>2</sup>	
Usar 4 ramas : Ø 3/8" @ 15cm			
<i>Lado corto</i>			
<b>Smax=</b>	15	cm	$A_{sh} \geq 0.09 \times S \times h_c \times \frac{f_c}{f_y}$
<b>Ash=</b>	2.06	cm <sup>2</sup>	
<b>Ash inst=</b>	2.13	cm <sup>2</sup>	
Usar 2 ramas : Ø 3/8" @ 15cm			

Φιγυρα 151. Δετερμινααι Γν δε ααερο ηοριζονταλ εν πλααα ΠΛ2.



Φιγυρα 152. Διστριβυχι Γν δε αχερο εν πλαχασ δελ σιστεμα δε αλβα)ιλερια.

## 4.2.6 Presupuesto:

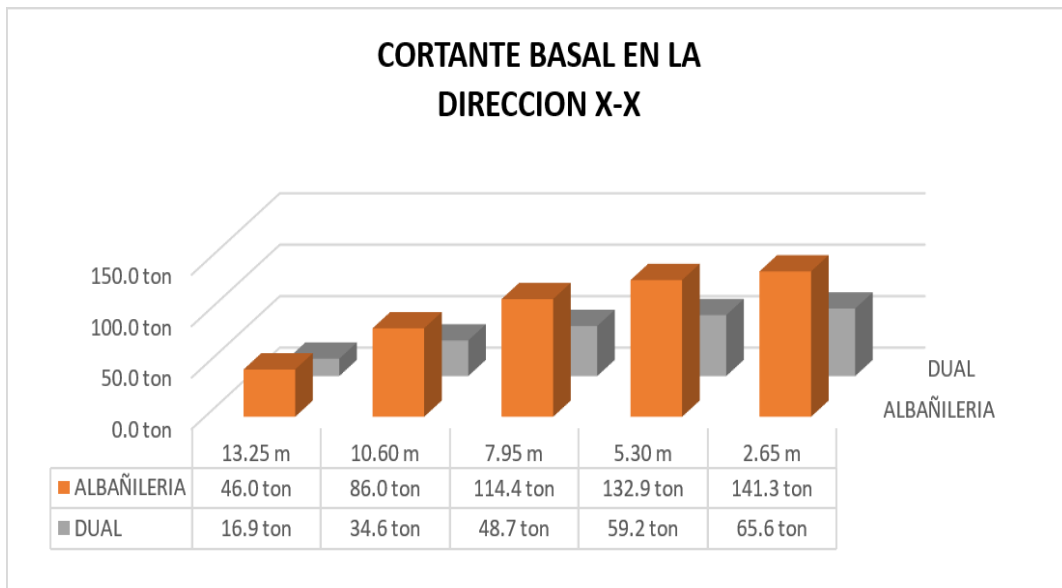
Para la presente tesis se elaboró un presupuesto referencial a nivel de costo directo, considerando las partidas representativas del sistema de albañilería, con el fin de complementar el sustento técnico que se efectuó en los ítems anteriores, la finalidad del presupuesto es sugerir que sistema estructural evaluado, además de ser confiable, resultó más rentable, el precio unitario de cada partida se obtuvo de la revista costos del mes de septiembre.

<b>PRESUPUESTO REFERENCIAL - SISTEMA ESTRUCTURAL DE ALBAÑILERÍA</b>						
ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	METRADO	P.U. (S/)	PARCIAL (S/)	
<b>01</b>	<b>ESTRUCTURAS</b>				<b>208,540.65</b>	
<b>01.01</b>	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				<b>13,651.39</b>	
<b>01.01.01</b>	<b>NIVELACION DE TERRENO</b>				<b>1,145.81</b>	
01.01.01.01	CORTE O RELLENO DE TERRENO HASTA 0.20m DE PROF. SIN APISON	M2	93.30	9.45	881.69	
01.01.01.02	REFINE, NIVELACION Y COMPACTACION /TERRENO NORMAL /CON COMPACTADORA	M2	50.21	5.26	264.13	
<b>01.01.02</b>	<b>EXCAVACIONES</b>				<b>3,058.72</b>	
01.01.02.01	EXCAVACION DE ZANJAS P/CIMENTOS MAT. SUEL. H=1.40m.	M3	65.00	47.06	3,058.72	
<b>01.01.03</b>	<b>RELLENOS</b>				<b>345.13</b>	
<b>01.01.03.01</b>	<b>RELLENO CON MATERIAL PROPIO</b>				<b>345.13</b>	
01.01.03.01.01	RELLENO COMPACTADO C/COMPACTADORA 4 HP- MAT. PROPIO, C/AGUA	M3	6.71	51.42	345.13	
<b>01.01.04</b>	<b>ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE</b>				<b>9,101.73</b>	
01.01.04.01	ELIMINACION MATERIAL - MANUAL D=30m. (DISTANCIA PROMEDIO)	M3	76.94	27.46	2,112.89	
01.01.04.02	ELIM. MAT. CARGUIO MANUAL/ VOLQUETE 4 M3 DM=5km.	M3	76.94	90.83	6,988.84	
<b>01.02</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</b>				<b>10,503.78</b>	
<b>01.02.01</b>	<b>CIMENTOS CORRIDOS</b>				<b>10,503.78</b>	
01.02.01.01	CONCRETO CICLOPEO 1:10(C:H)+30% P.G. - CIMENTOS CORRIDOS	M3	52.01	201.96	10,503.78	
<b>01.03</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>				<b>184,385.48</b>	
<b>01.03.01</b>	<b>ZAPATAS</b>				<b>4,944.52</b>	
01.03.01.01	CONCRETO F'C 210 KG/CM2 - ZAPATAS	M3	6.28	340.85	2,138.83	
01.03.01.02	ACERO FY=4200 KG/CM2 - ZAPATAS	KG	429.66	6.53	2,805.69	
<b>01.03.02</b>	<b>SOBRECIMENTOS REFORZADOS</b>				<b>9,034.45</b>	
01.03.02.01	CONCRETO F'C 175 KG/CM2 - SOBRECIMENTOS	M3	6.75	430.19	2,905.66	
01.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL - SOBRECIMENTOS	M2	72.29	46.39	3,353.30	
01.03.02.03	ACERO FY=4200 KG/CM2 - SOBRECIMENTOS	KG	425.04	6.53	2,775.48	
<b>01.03.03</b>	<b>MUROS DE CONCRETO, TABIQUES DE CONCRETO Y PLACAS</b>				<b>31,488.96</b>	
01.03.03.01	CONCRETO F'C 210 KG/CM2 - PLACAS	M3	14.20	620.14	8,808.47	
01.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL - PLACAS	M2	155.44	66.09	10,273.03	
01.03.03.03	ACERO FY=4200 KG/CM2 - PLACAS	KG	1,900.07	6.53	12,407.46	
<b>01.03.04</b>	<b>COLUMNAS</b>				<b>54,406.02</b>	
01.03.04.01	CONCRETO F'C 210 KG/CM2 - COLUMNAS	M3	24.66	544.64	13,428.64	
01.03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL - COLUMNAS	M2	297.48	67.09	19,957.93	
01.03.04.03	ACERO FY=4200 KG/CM2 - COLUMNAS	KG	3,218.90	6.53	21,019.44	
<b>01.03.05</b>	<b>VIGAS</b>				<b>35,055.89</b>	
01.03.05.01	CONCRETO F'C 210 KG/CM2 - VIGAS	M3	24.54	393.63	9,660.66	
01.03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL - VIGAS	M2	106.61	75.6	8,059.91	
01.03.05.03	ACERO FY=4200 KG/CM2 - VIGAS	KG	2,654.72	6.53	17,335.32	
<b>01.03.06</b>	<b>LOSAS ALIGERADAS CONVENCIONALES</b>				<b>49,455.65</b>	
01.03.06.01	CONCRETO F'C 210 KG/CM2 - LOSA ALIGERADA	M3	31.80	369.87	11,761.17	
01.03.06.02	LADRILLO ARCILLA PARA TECHO 15X30X30 CM	PZA	2,915.00	3.5	10,202.50	
01.03.06.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL - LOSA ALIGERADA	M2	353.31	48.04	16,973.13	
01.03.06.04	ACERO FY=4200 KG/CM2 - LOSA ALIGERADA	KG	1,610.85	6.53	10,518.84	
<b>02</b>	<b>ARQUITECTURA</b>				<b>55,901.93</b>	
<b>02.01</b>	<b>MUROS Y TABIQUES DE ALBANILERIA</b>				<b>55,901.93</b>	
<b>02.01.01</b>	<b>MUROS DE LADRILLO KING KONG DE ARCILLA</b>				<b>55,901.93</b>	
02.01.01.01	MURO LADR.K.K. MEZC.C:A 1:4, TIPO IV, P.TARRAJ. DE CABEZA	M2	197.96	130.3	25,793.54	
02.01.01.02	MURO LADR.K.K. MEZC.C:A 1:4, TIPO IV, P.TARRAJ. DE SOGA	M2	387.70	77.66	30,108.39	
<b>COSTO DIRECTO</b>					<b>S/264,442.58</b>	

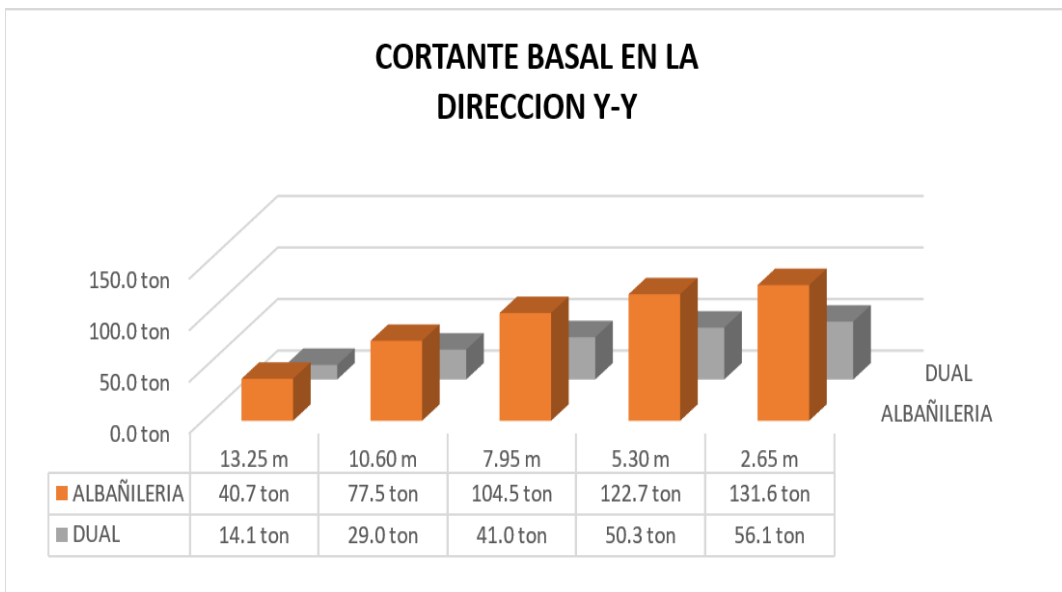
Φιγυρα 153. Πρεσυπυεστο δελ σιστεμα δε αλβαλιερια.

### 4.3 Comparación de los resultados:

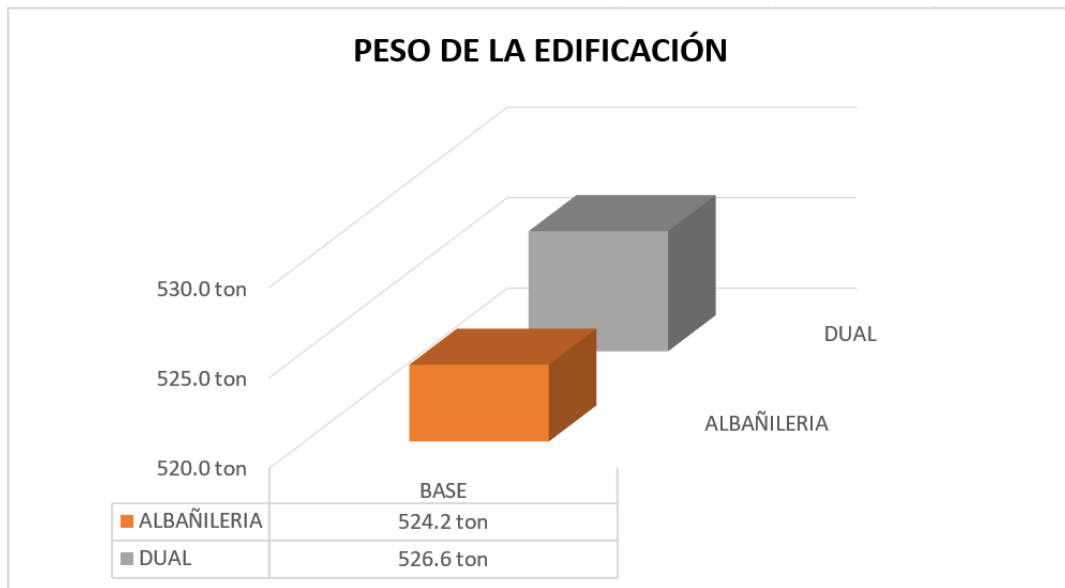
#### 4.3.1 Cortante en la base de la edificación:



*Φιγυρα 154.* Χομπαραχι Γν δε χορταντε βασαλ εν λα διρεχχι Γν Ξ-Ξ.



*Φιγυρα 155.* Χομπαραχι Γν δε χορταντε βασαλ εν λα διρεχχι Γν Ψ-Ψ.

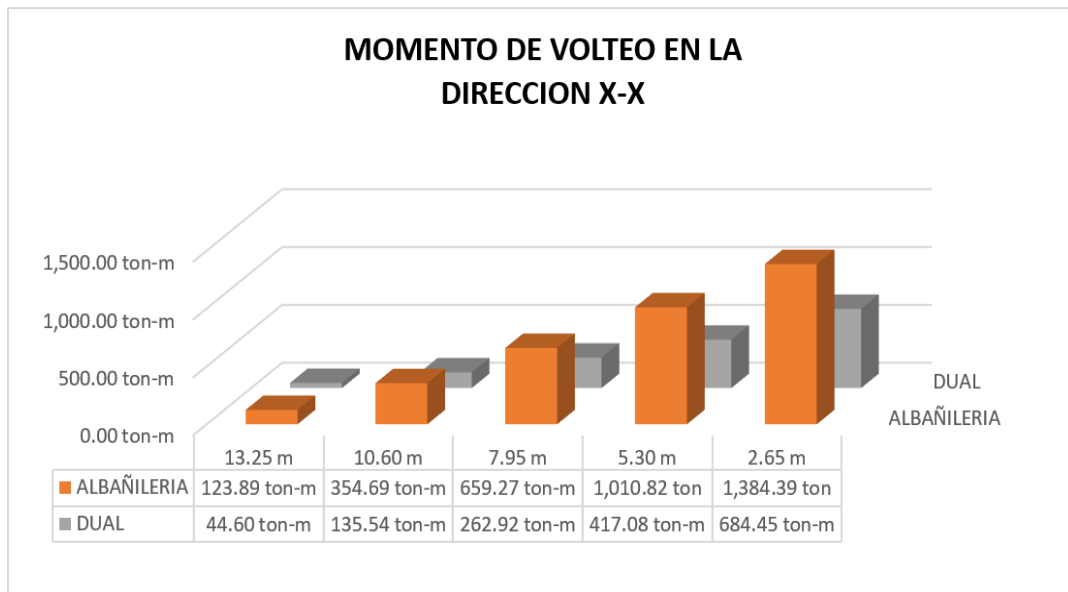


*Φιγυρα 156.* Χομπαραχι Γν δε πεσοσ δε λα εδιφιχαχι Γν.

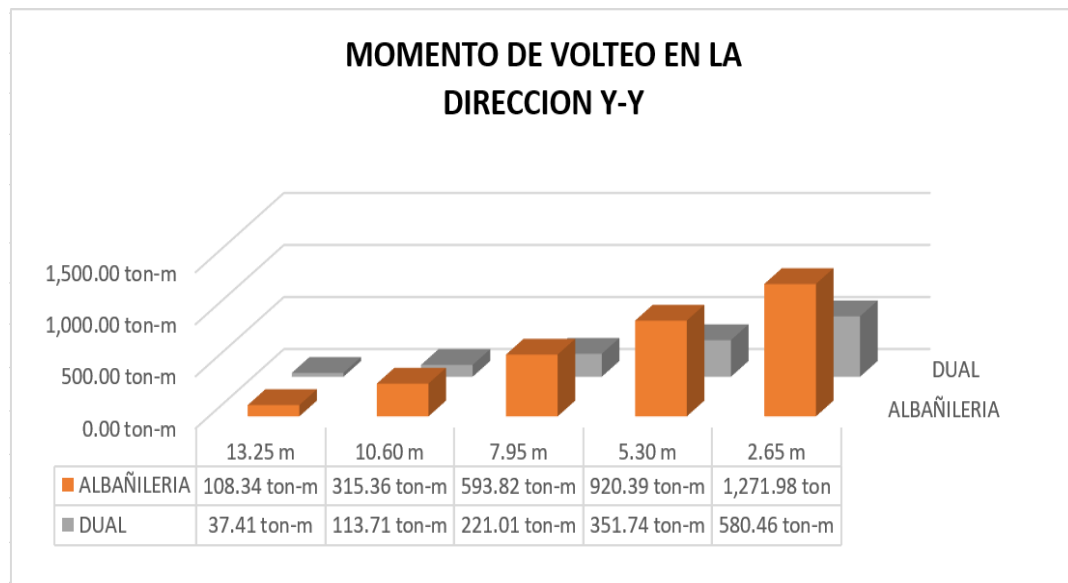
Los resultados obtenidos referente a la cortante basal de la edificación se contrastaron con otras tesis donde se evaluaron edificaciones con cada uno de los dos sistemas utilizados, con la intención de verificar y validar la información obtenida, luego de ello se apreció que existía una diferencia entre los valores obtenidos en el sistema estructural de concreto armado dual en comparación con el sistema de albañilería confinada, identificándose que el sistema dual representa el 46.4%(x-x) y 42.6%(y-y) de la cortante basal producido en el sistema de albañilería, recordemos que la cortante basal está relacionado directamente con el peso de la edificación, de lo evaluado ambos sistemas tienen pesos similares con una diferencia de 0.45%, sin embargo la cortante producida en ambos sistemas difieren en una relación mucho mayor a la del 1%, esto se debió a que cada sistema tiene un coeficiente de reducción sísmica diferente ( $R_{\text{dual}} = 7$ ;  $R_{\text{albañilería}} = 3$ ) el cual está directamente relacionado al material que predomina en la estructura y de su capacidad para disipar las fuerzas sísmicas.

En virtud a ello se verificó que el sistema dual tiene un mejor desempeño sísmico en este aspecto, no obstante, las fuerzas cortantes lograron ser resistidas por los elementos que componen ambos sistemas, lo cual fue comprobado en el diseño de cada elemento estructural, por lo tanto, ambos sistemas cumplieron con los parámetros de diseño establecidos en las normativas E.030, E.060 y E.070.

#### 4.3.2 Momento de volteo de la edificación:



*Φιγυρα 157.* Χομπαραχι  $\Gamma$ ν δελ μομεντο δε πολτεο δε λα εδιφιχαχιον Ξ-Ξ.



*Φιγυρα 158.* Χομπαραχι  $\Gamma$ ν δελ μομεντο δε πολτεο δε λα εδιφιχαχι  $\Gamma$ ν Ψ-Ψ.

De igual manera los resultados obtenidos referente al momento de volteo de la edificación se contrastaron con otras tesis donde se evaluaron edificaciones con cada uno de los dos sistemas utilizados, con la intención de verificar y validar la información obtenida, luego de ello se apreció que existía una diferencia entre los valores obtenidos en el sistema estructural de concreto armado dual en comparación con el sistema de albañilería confinada, identificándose que el sistema

dual representa el 49.4%(x-x) y 45.6%(y-y) del momento de volteo producido en el sistema de albañilería, recordemos que la cortante basal está relacionado directamente con el peso de la edificación, esto se debió a que los momentos de volteo están directamente relacionados con la cortante basal, es por ello que existe una relación en sus porcentajes.

En virtud a ello se verificó que el sistema dual tiene un mejor desempeño sísmico en este aspecto, no obstante, los momentos de volteo son resistidos por los momentos estabilizantes de la edificación para ambos sistemas, los cuales presentan un factor de seguridad superior a 1.2, cumpliendo con los parámetros de diseño de las normativas E.030.

<b>FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLTEO X-X</b>	
ALBAÑILERIA	DUAL
1.26	2.54

<b>FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLTEO Y-Y</b>	
ALBAÑILERIA	DUAL
4.11	9.00

*Φιγυρα 159.* Φαχτορες δε σεγυριδαδ αλ μομεντο δε πολτεο.



### 4.3.3 Distorsiones de entrepiso:



Φιγυρα 160. Χομπαραχι Γν δε διστορχιονεσ δε εντρεπισο εν λα διρερχι Γν Ξ-Ξ.



Φιγυρα 161. Χομπαραχι Γν δε διστορχιονεσ δε εντρεπισο εν λα διρερχι Γν Ψ-Ψ.

Se determinó que el sistema de albañilería representa el 23.27%(x-x) y el 8.98%(y-y) de las distorsiones de entrepiso obtenidas en el sistema dual, es preciso mencionar que el sistema de albañilería llegó a reducir las distorsiones en un 76.63% y un 91.02% en comparación con el sistema dual

En ambos sistemas estructurales, las distorsiones máximas cumplieron con los parámetros y exigencias que establece la normativa E.030 de diseño sismo-resistente en edificaciones, la cual establece distorsiones máximas de 0.005 y 0.007 para el sistema de albañilería confinada y sistema dual respectivamente.

Sin embargo, las derivas máximas obtenidas en el sistema dual representan el 87.59% y 82.76% de las distorsiones máximas permitidas, por el contrario, las derivas máximas obtenidas en el sistema de albañilería representan solo el 32.50% y 13.34%, comprobando que el sistema de albañilería tiene un mejor desempeño sísmico en este aspecto.

#### 4.3.4 Presupuesto:

PRESUPUESTO DE LA EDIFICACIÓN		
ALBAÑILERIA	DUAL	Diferencia
S/ 264,442.58	S/ 347,584.63	31%

Φηγυρα 162. Χομπαραχι ίν δε πρεσυπυεστος.

Se observa que el presupuesto del sistema de albañilería es considerablemente más económico que el sistema dual, el cual es un 31% (S/ 83,142.05) más elevado, la diferencia de dicho costo se ve reflejado en el incremento de la cantidad de acero y concreto que demanda construir un sistema dual. En virtud a ello, en el aspecto económico el sistema de albañilería resulta más eficiente, si evaluamos el costo beneficio que resultaría invertir en un sistema dual, sería innecesario siempre y cuando uso de la estructura sea para vivienda.

#### **4.4 Contrastación de las hipótesis:**

##### **4.4.1 Hipótesis general:**

**Ha:** El análisis estructural comparativo entre los sistemas de albañilería confinada y concreto armado dual permite identificar el sistema con mejor desempeño sísmico, Nuevo Chimbote, AA. HH. Los Ficus, 2021.

**Ho:** El análisis estructural comparativo entre los sistemas de albañilería confinada y concreto armado dual no permite identificar el sistema con mejor desempeño sísmico, Nuevo Chimbote, AA. HH. Los Ficus, 2021.

El análisis estructural que se efectuó en ambos sistemas permitió identificar cual es el sistema con mejor desempeño sísmico, obteniéndose como mejores resultados en el sistema de albañilería, aunque sus fuerzas en la base son mayores que el sistema dual, sus desplazamientos fueron mínimos presentando así gran resistencia y todas las distorsiones producidas no superaban los límites de distorsión de la normativa peruana E.030.

En virtud a ello, se acepta la hipótesis alternativa y se rechaza la hipótesis nula.

##### **4.4.2 Hipótesis específica 01:**

**Ha:** La cantidad de cortante basal que genera el análisis estructural del sistema de albañilería confinada es menor en comparación con el sistema de concreto armado dual, Nuevo Chimbote, AA. HH. Los Ficus, 2021.

**Ho:** La cantidad de cortante basal que genera el análisis estructural del sistema de albañilería confinada no es menor en comparación con el sistema de concreto armado dual, Nuevo Chimbote, AA. HH. Los Ficus, 2021.

En base a los resultados obtenidos, se observó que el sistema de albañilería, obtuvo mayores fuerzas cortantes en la base de la edificación en comparación con el sistema dual, sin embargo, los elementos que componen cada estructura mediante un diseño por resistencia, lograron resistir las fuerzas obtenidas.

En virtud a ello, se acepta la hipótesis alternativa y se rechaza la hipótesis nula.

#### **4.4.3 Hipótesis específicas 02:**

**Ha:** La cantidad de momento de volteo que genera el análisis estructural del sistema de albañilería confinada es menor en comparación con el sistema de concreto armado dual, Nuevo Chimbote, AA. HH. Los Ficus, 2021.

**Ho:** La cantidad de momento de volteo que genera el análisis estructural del sistema de albañilería confinada no es menor en comparación con el sistema de concreto armado dual, Nuevo Chimbote, AA. HH. Los Ficus, 2021.

En base a los resultados obtenidos, se observó que el sistema de albañilería, obtuvo mayores momentos de volteo de la edificación en comparación con el sistema dual, sin embargo, el factor de seguridad al volteo de la estructura en ambos sistemas cumple con lo establecido en la normativa peruana E.030.

En virtud a ello, se acepta la hipótesis alternativa y se rechaza la hipótesis nula.

#### **4.4.4 Hipótesis específicas 03:**

**Ha:** La cantidad de distorsiones de entrepiso que genera el análisis estructural del sistema de albañilería confinada es menor en comparación con el sistema de concreto armado dual, Nuevo Chimbote, AA. HH. Los Ficus, 2021.

**Ho:** La cantidad de distorsiones de entrepiso que genera el análisis estructural del sistema de albañilería confinada no es menor en comparación con el sistema de concreto armado dual, Nuevo Chimbote, AA. HH. Los Ficus, 2021.

En base a los resultados obtenidos, se observó que el sistema de albañilería, obtuvo menores distorsiones de entrepiso de la edificación en comparación con el sistema dual, sin embargo, los elementos que componen cada estructura mediante un diseño por resistencia, lograron resistir las fuerzas obtenidas.

En virtud a ello, se acepta la hipótesis alternativa y se rechaza la hipótesis nula.

## V. DISCUSIÓN

### **Discusión 01:**

Los resultados obtenidos en la presente investigación, fueron contrastados con los hallazgos obtenidos por los autores Carranza y Saldaña (2021) en su tesis titulada **“Evaluación comparativa del análisis sísmico entre los sistemas estructurales aporticado y dual en el distrito de Paján, La Libertad, 2021”** de la UCV de Trujillo, quienes evaluaron el análisis sísmico entre los sistemas estructurales aporticado y dual, para ello utilizaron como muestra una edificación de 05 pisos, concluyendo que el sistema estructural de concreto armado dual presenta una cortante basal máxima de 109 ton en el sentido del eje X-X y una cortante basal máxima de 97 ton en el sentido del eje Y-Y, dichos resultados difieren con los obtenidos en la presente investigación en donde se obtuvo como máxima cortante basal 65 ton en el sentido del eje X-X y de 56 ton en el sentido del eje Y-Y. Dicha variación es producto de la irregularidad que presenta la estructura de la investigación de contraste, producto de ello se incrementaron las fuerzas sísmicas en la estructura.

En cuanto a los con los hallazgos obtenidos por el autor Ligán (2018) en su tesis titulada **“Análisis y diseño estructural comparativo entre los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada para una vivienda multifamiliar”** de la UCV de Trujillo, en el cual analizó el comportamiento ante fuerzas sísmicas del sistema estructural de muros de ductilidad limitada y el sistema estructural de albañilería confinada, para ello utilizó como muestra un edificio multifamiliar con 05 pisos, concluyendo que el sistema de albañilería confinada presenta una cortante basal máxima de 100 ton en el sentido del eje X-X y una cortante basal máxima de 207 ton en el sentido del eje Y-Y, dichos resultados guardan relación con los obtenidos en la presente investigación en donde se obtuvo como máxima cortante basal 141 ton en el sentido del eje X-X y de 131 ton en el sentido del eje Y-Y.

Sin embargo, se puede apreciar que existe una diferencia entre los valores obtenidos en el sistema estructural de concreto armado dual en comparación con el sistema de albañilería confinada, identificándose que el sistema de concreto armado dual representa el 46%(x-x) y 42%(y-y) de la cortante basal producida en el

sistema de albañilería, esto se debe a que cada sistema tiene un coeficiente de reducción sísmica distinto, el cual depende directamente del material y de su capacidad de disipar las fuerzas sísmicas.

#### **Discusión 02:**

Los resultados obtenidos en la presente investigación, fueron contrastados con los hallazgos obtenidos por el autor **Cabello (2019)** en su tesis titulada ***“Análisis estructural comparativo entre los sistemas estructurales de concreto armado aporticado y dual, Lima 2019”*** de la Universidad Cesar Vallejo de Lima, quien realizó un análisis estructural ante cargas sísmicas estáticas y dinámicas aplicadas a del sistema de concreto armado dual, donde utilizó como muestra dos edificaciones multifamiliares de 05 pisos, llegó a la conclusión que el sistema estructural de concreto armado dual presenta un momento de volteo máximo de 515 ton-m en el sentido del eje X-X y valores máximos de 523 ton-m en el sentido del eje Y-Y, dichos resultados guardan relación con los obtenidos en la presente investigación en donde se obtuvo momentos de volteo máximo de 684 ton-m en el sentido del eje X-X y de 580 ton-m en el sentido del eje Y-Y.

Por otro lado, los hallazgos obtenidos por el autor **Rodríguez (2021)** en su tesis titulada ***“Análisis Comparativo del Diseño Estructural en Vivienda Unifamiliar Empleando Sistema EMMEDUE y Albañilería Confinada, H.A. Huáscar, San Juan de Lurigancho, 2021”*** de la Universidad Cesar Vallejo de Lima, quien realizó el análisis y diseño estructural comparativo de una vivienda multifamiliar de albañilería confinada de 05 pisos, obtuvo un momento máximo de 1204 ton-m en el sentido del eje X-X y valores máximos de 1673 ton-m en el sentido del eje Y-Y, dichos resultados guardan relación con los obtenidos en la presente investigación en donde se obtuvo momentos de volteo máximo de 1384 ton-m en el sentido del eje X-X y de 1271 ton-m en el sentido del eje Y-Y.

Sin embargo, se puede apreciar que existe una gran diferencia entre los valores obtenidos en el sistema estructural de concreto armado dual en comparación con el sistema de albañilería confinada, identificándose que el sistema de concreto arado dual representa el 49%(x-x) y 45%(y-y) del momento de volteo producido en

el sistema de albañilería, esto se debió a que los momentos de volteo están directamente relacionados con la cortante basal, es por ello que existe una relación en sus porcentajes.

### **Discusión 03:**

Los resultados obtenidos en presente investigación, fueron contrastados con los hallazgos obtenidos por los autores **Arias y Quijada (2019)** su tesis titulada **“Comparación de aspectos estructurales y económicos entre un edificio de 8 pisos para vivienda de muros de ductilidad limitada y sistema dual tipo I optimizado”** de la Pontificia Universidad Católica del Perú en Lima, donde realizaron el análisis y diseño de los sistemas estructurales de concreto armado de muros con ductilidad limitada y sistema de concreto armado dual en una edificación multifamiliar de pisos, llegando a la conclusión que el sistema de concreto armado dual presenta distorsiones de entre piso con valores máximos de 0.004 en el sentido del eje X-X y valores máximos de 0.006 en el sentido del eje Y-Y, dichos resultados guardan relación con los obtenidos en la presente investigación en donde se obtuvo distorsiones de entre piso máximos de 0.006 en el sentido del eje X-X y de 0.005 en el sentido del eje Y-Y.

En ambas investigaciones de estudio, las distorsiones máximas cumplieron con los parámetros y exigencias que establece la normativa E.030 de diseño sismo-resistente en edificaciones, la cual establece una distorsión máxima de 0.007 para el sistema de concreto armado dual.

Sin embargo, los autores de la tesis de contraste señalaron que el sistema de concreto armado dual presenta un comportamiento sísmico similar al sistema estructural de muros, lo cual no guarda relación con nuestros hallazgos, debido a que el sistema de muros de albañilería confinada y el sistema de concreto armado dual tienen una variación del 50% en derivas con respecto al eje X-X y una variación del 79% en derivas con respecto al eje Y-Y.



#### **Discusión 04:**

Asimismo, los resultados obtenidos en la presente investigación, fueron contrastados con los hallazgos obtenidos por el autor **Ladera (2019)** en su tesis titulada **“Análisis y diseño estructural comparativo entre el sistema aporticado y albañilería confinada de una vivienda multifamiliar en el barrio de San Carlos, distrito Huancayo 2017”** de la Universidad Continental de Huancayo, el cual realizó el análisis, la evaluación y verificación de las diferencias que existen en el comportamiento estructural ante diversas fuerzas sísmicas de los sistemas de concreto armado aporticado y albañilería confinada, donde utilizó como muestra un edificio multifamiliar de 04 pisos, el autor llegó a la conclusión que el sistema de albañilería presenta distorsiones de entre piso con valores máximos de 0.0018 en el sentido del eje X-X y valores máximos de 0.0013 en el sentido del eje Y-Y, dichos resultados guardan relación con los obtenidos en la presente investigación en donde se obtuvo distorsiones de entre piso máximos de 0.0017 en el sentido del eje X-X y de 0.001 en el sentido del eje Y-Y.

En ambas investigaciones de estudio, las distorsiones máximas cumplieron con los parámetros y exigencias que establece la normativa E.030 de diseño sismo-resistente en edificaciones, la cual establece una distorsión máxima de 0.005 para el sistema de albañilería confinada.

Además, otro punto que guarda relación los hallazgos de la presente investigación, es que el autor de la tesis de contraste señaló que el sistema de albañilería presenta un menor desplazamiento y menor distorsiones en comparación con el sistema de concreto armado, debido a la alta rigidez que presenta la estructura de albañilería debido a la densidad de muros que se le proveyó, sin verse afectada la arquitectura de la edificación.

## **VI. CONCLUSIONES**

## **Conclusión general:**

En esta tesis se realizó el análisis estructural comparativo entre los sistemas de albañilería confinada y concreto armado dual, en la cual se identificó que el sistema de albañilería confinada tiene mejor desempeño sísmico, lo cual se determinó en función de la cortante basal, momento de volteo y distorsiones de entrepiso que se generó en la edificación y que ayudaron a interpretar como es el comportamiento sísmico de cada sistema estructural.

## **Conclusiones específicas:**

1. Se determinó la cantidad cortante basal que generó el análisis estructural del sistema de albañilería con un valor de 141.3 ton en el eje X-X, y un valor de 131.6 ton en el eje Y-Y, cuyos valores fueron comparados con los valores del sistema de concreto armado dual, en el cual se obtuvo como una cortante basal de 65.6 ton en eje X-X, y un valor de 56.1 ton en el eje Y-Y. Con ello se precisa que el sistema dual representa el 46.4% y el 42.6% de las cortantes basales obtenidas en el sistema de albañilería en cada eje respectivamente. En virtud a ello se verificó que el sistema dual tiene un mejor desempeño sísmico en este aspecto, no obstante, las fuerzas cortantes lograron ser resistidas por los elementos que componen ambos sistemas, lo cual fue comprobado en el diseño de cada elemento estructural, por lo tanto, ambos sistemas cumplieron con los parámetros de diseño establecidos en las normativas E.030, E.060 y E.070.

2. Se determinó la cantidad momento de volteo que generó el análisis estructural del sistema de albañilería con un valor de 1384.3 ton-m en el eje X-X, y un valor de 1271.9 ton-m en el eje Y-Y, cuyos valores fueron comparados con los valores del sistema de concreto armado dual, en el cual se obtuvo como un momento de volteo de 684.4 ton-m en el eje X-X, y un valor de 580.4 ton-m en el eje Y-Y. Con ello se precisa que el sistema dual representa el 49.4% y el 45.6% de los momentos de volteo obtenidas en el sistema de albañilería en cada eje respectivamente, comprobando que el sistema dual tiene un mejor desempeño sísmico en este aspecto. sin embargo, los momentos de volteo son resistidos por

los momentos estabilizantes de ambos sistemas, con un factor de seguridad superior a 1.2, cumpliendo con los parámetros de diseño de las normativas E.030.

**3.** Se determinó la cantidad distorsiones de entrepiso que generó el análisis estructural del sistema de albañilería con un valor de 0.0017 en el eje X-X, y un valor de 0.0006 en el eje Y-Y, cuyos valores fueron comparados con los valores del sistema de concreto armado dual, en el cual se obtuvo como un momento de volteo de 0.0061 en eje X-X, y un valor de 0.0057 en el eje Y-Y. Con ello se precisa que el sistema de albañilería representa el 23.27% y el 8.98% de las distorsiones de entrepiso obtenidas en el sistema dual en cada eje respectivamente, es preciso mencionar que el sistema de albañilería llegó a reducir las distorsiones en un 76.63% y un 91.02% en comparación con el sistema dual, asimismo ambos sistemas cumplieron las distorsiones máximas permitidas por la norma E.030 que restringe las derivas máximas a 0.005 para estructuras de albañilería y 0.007 para estructuras de concreto armado. Sin embargo, las derivas máximas obtenidas en el sistema dual representan el 87.59% y 82.76% de las distorsiones máximas permitidas, por el contrario, las derivas máximas obtenidas en el sistema de albañilería representan 32.50% y 13.34%, comprobando que el sistema de albañilería tiene un mejor desempeño sísmico en este aspecto

## **VII. RECOMENDACIONES**

- Recomiendo al Colegio de Ingenieros del Perú realizar modelos típicos de estructuraciones para edificaciones de albañilería confinada, a fin de que sirvan de plantilla para los ciudadanos que no dispongan de los recursos necesarios para poder contratar de especialistas en ingeniería estructural y puedan ejecutar la construcción de sus viviendas contando con la seguridad de que sus viviendas son antisísmicas y tendrán un comportamiento óptimo ante eventos telúricos.
- Recomiendo todos profesionales y responsables de ejecución de obras en edificaciones seguir las indicaciones y recomendaciones plasmadas en documentación técnica (planos, memorias de cálculo, entre otras), debido a que no resulta congruente que se establezcan diseños y procedimientos constructivos para que se obvien de manera indiscriminada y no se ejecuten en obra.
- Recomiendo a los estudiantes universitarios de la carrera de ingeniería analizar y comparar el comportamiento sísmico del sistema de albañilería con otros sistemas estructurales, asimismo ir variando tipos de servicio que ofrecerá la edificación, debido a que la presente tesis se enfocó en el uso exclusivo de la edificación para una vivienda.

## REFERENCIAS

Baena, G. (2017). *Metodología de la investigación*. (3ª ed.). México: Grupo Editorial Patria. 141pp.

ISBN: 9786077440031

Arias, F. (2012). *El proyecto de investigación*. (6ª ed.). Venezuela: Episteme. 143pp.

ISBN: 9800785299

Kassimali, A. (2015). *Análisis Estructural*. (5ª ed.). México: Cengage Learning Editores. 789pp.

ISBN: 9781133943891

Hernández, R., Fernández, C. y Baptista, P. (2014). *Metodología de la Investigación Científica*. (5ª ed.). México: TheGraw-Hill. 607pp.

ISBN: 9786071502919

Norma Técnica Peruana. (2006). *Norma E.020 Cargas*. Perú: Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. 28pp.

Norma Técnica Peruana. (2018). *Norma E.030 Diseño sismorresistente del reglamento nacional de edificaciones*, Perú: Diario Oficial El Peruano. 81pp.

Norma Técnica Peruana. (2018). *Norma E.050 Suelos y cimentaciones*, Perú: Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. 18pp.

Norma Técnica Peruana. (2009). *Norma E.060 Concreto Armado*. Perú: Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. 205pp.

Norma Técnica Peruana. (2006). *Norma E.070 Albañilería*. Perú: Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. 28pp.



Norma Técnica Peruana. (2017). *Norma E.080 Diseño y construcción con tierra reforzada*. Perú: Diario Oficial El Peruano. 24pp.

Al (2017). *Seismic Damage Assessment of Reinforced Concrete Frame Buildings*. Tesis (Título profesional de ingeniería Civil) Canadá: Université d'Ottawa. Disponible en: [https://ruor.uottawa.ca/bitstream/10393/36090/1/Rafie\\_Nazari\\_Yasamin\\_2017\\_thesis.pdf](https://ruor.uottawa.ca/bitstream/10393/36090/1/Rafie_Nazari_Yasamin_2017_thesis.pdf)

Alvarado (2017). *Análisis sísmico comparativo de viviendas de dos pisos, sistema estructural de pórticos resistentes a momentos vs muros portantes*. Tesis (Título profesional de ingeniería Civil) Ecuador: Universidad Técnica de Machala. Disponible en: [http://repositorio.utmachala.edu.ec/bitstream/48000/11009/1/TUAIC\\_2017\\_IC\\_CD0008.pdf](http://repositorio.utmachala.edu.ec/bitstream/48000/11009/1/TUAIC_2017_IC_CD0008.pdf)

Barros y Peñafiel (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*. Tesis (Título profesional de ingeniería Civil) Ecuador: Escuela Politécnica Nacional. Disponible en: <https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/10314/3/CD-6143.pdf>

BAZÁN, Enrique y MELI, Roberto. *Diseño sísmico de edificios*. México: Limusa, 2002. 112pp.  
ISBN: 9681853490

Bedecarratz (2018). *Modelación no lineal de un edificio de Hormigón armado y aplicación de metodología de diseño por desempeño*. Tesis (Título profesional de ingeniería Civil) Chile: Universidad de Chile. Disponible en: <http://repositorio.uchile.cl/bitstream/handle/2250/170032/Modelacion-no-lineal-de-un-edificio-de-hormigon-armado-y-aplicacion-de-metodologia-de-dise-no-por-desempe-no>

desempe%C3%B1o.pdf?sequence=1&isAllowed=y

BUENDÍA, Leonor, COLÁS, Pilar y HERNÁNDEZ, Fuensanta. Métodos de Investigación en Psicopedagogía. Madrid: McGraw-Hill, 1998. 343pp.

Campaña (2015). Análisis comparativo de los sistemas estructurales: aporticado y muros portantes, edificio de 10 pisos en Quito. Tesis (Título profesional de ingeniería Civil) Ecuador: Universidad Central del Ecuador. Disponible en: <http://www.dspace.uce.edu.ec/bitstream/25000/5415/1/T-UC-0011-202.pdf>

DEL CID, Alma, MENDEZ, Rosemary y SANDOVAL, Franco. Investigación, Fundamentos y metodología. México: Pearson Educación, 2010. 220pp.

DELGADO, Genaro. Análisis sísmico de edificios. Perú: EDICIVIL, 2010. 100pp.

GUENDELMAN, Tomás. Análisis estático y dinámico de estructuras. 2da. ed. Chile: Universidad de la Serena, 2015. 236pp.

Huapaya (2017). Evaluación de los indicadores de comportamiento sísmico de edificios con sistema a porticado a través del método estático no lineal. Disponible en: <http://repositorio.urp.edu.pe/bitstream/handle/URP/1305/TESIS%20-%20HUAPAYA.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

Janampa (2018). Diseño estructural de un edificio multifamiliar de 5 pisos y un semisótano, Ate. Tesis (Título profesional de ingeniería Civil) Perú: Universidad César Vallejo. Disponible en: [http://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/UCV/35278/Janampa\\_CRM.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/UCV/35278/Janampa_CRM.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

Ladera (2017). Análisis y diseño estructural comparativo entre el sistemaa porticado y albañilería confinada de una vivienda multifamiliar en el barrio deSan Carlos, distrito Huancayo. Tesis (Título profesional de ingeniería Civil) Perú: Universidad Continental de Huancayo. Disponible en: [https://repositorio.continental.edu.pe/bitstream/20.500.12394/5168/1/IV\\_FIN\\_1\\_05\\_TE\\_Ladera\\_Romero\\_2019.pdf](https://repositorio.continental.edu.pe/bitstream/20.500.12394/5168/1/IV_FIN_1_05_TE_Ladera_Romero_2019.pdf)

Ligan (2018). Análisis y diseño estructural comparativo entre los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada para una vivienda multifamiliar. Tesis (Título profesional de ingeniería Civil) Perú: Universidad César Vallejo. Disponible en: [http://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/UCV/26133/lingan\\_gs.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/UCV/26133/lingan_gs.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

LOPEZ, Luis. Población muestra y muestreo, Cochabamba, (9):8, 2004.

Medina (2018). Placas de concreto armado para la mejora del riesgo sísmico de viviendas autoconstruidas del distrito de Carabayllo. Tesis (Título profesional de ingeniería Civil) Perú: Universidad César Vallejo. Disponible en: [http://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/UCV/27066/Villalta\\_PYC.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/UCV/27066/Villalta_PYC.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

Merodio y Vásquez (2018). Estudio comparativo del comportamiento y diseño estructural de un edificio multifamiliar de 5 pisos diseñado con los sistemas de albañilería confinada y muros de ductilidad limitada en suelo flexible en la ciudad de Piura. Tesis (Título profesional de ingeniería Civil) Perú: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. Disponible en: [https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/624897/VA\\_SQUEZ\\_OW.pdf?sequence=4&isAllowed=y](https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/624897/VA_SQUEZ_OW.pdf?sequence=4&isAllowed=y)

MORLES, Víctor. Planeamiento y análisis de investigación. Venezuela: Eldorado,1992. 247pp.

NAMAKFOROOSH, Mohamed. Metodología de la investigación. 2da ed. México: Limusa, 2005. 229pp.

PIQUE, Javier y SCALETTI, Hugo. Análisis sísmico de edificios. 1990. 39pp.

Plaza (2017). Modelación no lineal, bidimensional y tridimensional de un edificio de hormigón armado. Tesis (Título profesional de ingeniería Civil) Chile: Universidad de Chile. Disponible en: [http://repositorio.uchile.cl/bitstream/handle/2250/146430/Modelaci%  
c3%b3n-no-lineal%2c-bidimensional-y-tridimensional-de-un-edificio-de-hormig%  
c3%b3n-armado.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://repositorio.uchile.cl/bitstream/handle/2250/146430/Modelaci%c3%b3n-no-lineal%2c-bidimensional-y-tridimensional-de-un-edificio-de-hormig%c3%b3n-armado.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

Quispe (2017). "Evaluación Comparativa del Análisis Estructural entre los Sistemas Estructurales: Pórticos y Dual (Pórtico Regidizados) en un Edificio Tipo Educativo". Tesis (Título profesional de ingeniería Civil) Perú: Universidad Nacional de Cajamarca. Disponible en: [http://repositorio.unc.edu.pe/bitstream/handle/UNC/1489/T016\\_46017719\\_T.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://repositorio.unc.edu.pe/bitstream/handle/UNC/1489/T016_46017719_T.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

Quispe y Apaza (2017). Análisis y diseño estructural comparativo entre los sistemas de concreto armado y albañilería confinada para la construcción del edificio administrativo del distrito de Santa Lucía. Tesis (Título profesional de ingeniería Civil) Perú: Universidad Peruana Unión de Juliaca. Disponible en: [https://repositorio.upeu.edu.pe/bitstream/handle/UPEU/981/Eli\\_Tesis\\_Bachiller\\_2017.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://repositorio.upeu.edu.pe/bitstream/handle/UPEU/981/Eli_Tesis_Bachiller_2017.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

Rafie (2017). Seismic Fragility Analysis of Reinforced Concrete Shear Wall Buildings. Tesis (Título profesional de ingeniería Civil) Canadá: Université d'Ottawa. Disponible en: [https://ruor.uottawa.ca/bitstream/10393/36188/5/Al\\_Mamun\\_Abdullah\\_2017\\_thesis.pdf](https://ruor.uottawa.ca/bitstream/10393/36188/5/Al_Mamun_Abdullah_2017_thesis.pdf)

Ramírez (2015). Hipótesis. Los supuestos de la Investigación. Disponible en: <http://manualdelinvestigador.blogspot.com/2015/08/hipotesis-los-supuestos-de-la.html>

RANGEL, Gilberto. Efecto de la losa en las propiedades estructurales y el desempeño sísmico de marcos de concreto reforzado, México, (1):2, 2010

Reascos (2017). Software para el diseño de columnas y nudos de hormigón armado en pórticos resistentes a momentos. Tesis (Título profesional de ingeniería Civil) Ecuador: Universidad Católica de Santiago de Guayaquil. Disponible en: <http://repositorio.ucsg.edu.ec/bitstream/3317/7647/1/T-UCSG-PRE-ING-IC-178.pdf>

Ribeiro (2018). Earthquake Damage and Loss Assessment of Reinforced Concrete Buildings. Tesis (Título profesional de ingeniería Civil) Portugal: Universidade do Porto. Disponible en: <https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/112059/2/267342.pdf>

Rochel, Roberto. Análisis y diseño sísmico de edificios. Colombia: Universidad EAFIT, 2012. 388pp.

Romero y Quiroga (2015). Obtención del diagrama momento – curvatura en muros de concreto reforzado. Tesis (Título profesional de ingeniería Civil) Bolivia: Universidad Pontificia Bolivariana. Disponible en: [http://biblioteca.upbbga.edu.co/docs/digital\\_30929.pdf](http://biblioteca.upbbga.edu.co/docs/digital_30929.pdf)

Vargas y Terrazos (2016). Diseño estructural de un edificio de 7 pisos con muros de ductilidad limitada. Tesis (Título profesional de ingeniería Civil) Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú. Disponible en: [http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/7022/VARGAS\\_ARABELLA\\_ESTRUCTURAL\\_EDIFICIO\\_MUROS\\_DUCTIBILIDAD.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/7022/VARGAS_ARABELLA_ESTRUCTURAL_EDIFICIO_MUROS_DUCTIBILIDAD.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

VILLARREAL, Genner. Análisis estructural, Perú: Editora – Imprenta Norte S.R.L., 2009. 335pp.

**ANEXO**

## Anexo 01. Matriz de consistencia.

Problema	Objetivo	Hipótesis	Variables	Dimensiones	Indicadores	Métodos	Técnicas	Instrumento
<p><b>Problema General:</b> ¿De qué manera el análisis estructural comparativo entre los sistemas de albañilería confinada y concreto armado dual permite identificar el sistema con mejor desempeño sísmico, Nuevo Chimbote, AA, HH, Los Ficus, 2021?</p> <p><b>Problemas Específicos:</b> <b>PE.1</b> ¿Qué cantidad de cortante basal genera el análisis estructural del sistema de albañilería confinada en comparación con el sistema de concreto armado dual, Nuevo Chimbote, AA, HH, Los Ficus, 2021?</p>	<p><b>Objetivo General:</b> Realizar el análisis estructural comparativo entre los sistemas de albañilería confinada y concreto armado dual para identificar el sistema con mejor desempeño sísmico, Nuevo Chimbote, AA, HH, Los Ficus, 2021.</p> <p><b>Objetivos Específicos:</b> <b>OE.1</b> Determinar qué cantidad de cortante basal genera el análisis estructural del sistema de albañilería confinada en comparación con el sistema de concreto armado dual, Nuevo Chimbote, AA, HH, Los Ficus, 2021.</p>	<p><b>Hipótesis General:</b> El análisis estructural comparativo entre los sistemas de albañilería confinada y concreto armado dual permite identificar el sistema con mejor desempeño sísmico, Nuevo Chimbote, AA, HH, Los Ficus, 2021.</p> <p><b>Hipótesis Específicas:</b> <b>HE.1</b> La cantidad de cortante basal que genera el análisis estructural del sistema de albañilería confinada es menor en comparación con el sistema de concreto armado dual, Nuevo Chimbote, AA, HH, Los Ficus, 2021.</p>	<p><b>Variable 01:</b> Análisis Estructural</p> <p><b>Variable 02:</b> Albañilería confinada</p>	<p>Análisis sísmico estático</p> <p>Análisis sísmico dinámico</p> <p>Configuración estructural</p>	<p>Rigidez</p> <p>Estabilidad</p> <p>Fuerzas</p> <p>Propiedad del material</p> <p>Parámetros Normativos</p> <p>Períodos fundamentales</p>	<p><b>Enfoque:</b> Cuantitativa</p> <p><b>Tipo de Investigación:</b> Es aplicada.</p> <p><b>Diseño de la Investigación:</b> Experimental.</p> <p><b>Población de Estudio:</b> Edificaciones del distrito de Nuevo Chimbote, AA, HH, Los Ficus, que tengan un sistema estructural de albañilería confinada y concreto armado dual.</p> <p><b>Muestra:</b> Fue no probabilístico del tipo intensional, seleccionándose dos edificaciones ubicadas en el AA, HH, Los Ficus, Mz. H Lote 16, ambas con similar distribución arquitectónica en plata y en elevación, diferenciándose únicamente en su sistema estructural.</p>	<p>Observación</p> <p>Análisis de información</p>	<p>Ficha de observación</p> <p>Ficha de análisis de información</p>
<p><b>PE.2</b> ¿Qué cantidad de momento de volteo genera el análisis estructural del sistema de albañilería confinada en comparación con el sistema de concreto armado dual, Nuevo Chimbote, AA, HH, Los Ficus, 2021?</p>	<p><b>Objetivo General:</b> Realizar el análisis estructural comparativo entre los sistemas de albañilería confinada y concreto armado dual para identificar el sistema con mejor desempeño sísmico, Nuevo Chimbote, AA, HH, Los Ficus, 2021.</p> <p><b>Objetivos Específicos:</b> <b>OE.2</b> Determinar qué cantidad de momento de volteo genera el análisis estructural del sistema de albañilería confinada en comparación con el sistema de concreto armado dual, Nuevo Chimbote, AA, HH, Los Ficus, 2021.</p>	<p><b>Hipótesis General:</b> El análisis estructural comparativo entre los sistemas de albañilería confinada y concreto armado dual permite identificar el sistema con mejor desempeño sísmico, Nuevo Chimbote, AA, HH, Los Ficus, 2021.</p> <p><b>Hipótesis Específicas:</b> <b>HE.2</b> La cantidad de momento de volteo que genera el análisis estructural del sistema de albañilería confinada es menor en comparación con el sistema de concreto armado dual, Nuevo Chimbote, AA, HH, Los Ficus, 2021.</p>	<p><b>Variable 03:</b> Concreto Armado Dual</p>	<p>Cortante basal</p> <p>Momentos de volteo</p> <p>Distorsiones</p>	<p>Propiedad del material</p> <p>Parámetros Normativos</p> <p>Períodos fundamentales</p>	<p><b>Enfoque:</b> Cuantitativa</p> <p><b>Tipo de Investigación:</b> Es aplicada.</p> <p><b>Diseño de la Investigación:</b> Experimental.</p> <p><b>Población de Estudio:</b> Edificaciones del distrito de Nuevo Chimbote, AA, HH, Los Ficus, que tengan un sistema estructural de albañilería confinada y concreto armado dual.</p> <p><b>Muestra:</b> Fue no probabilístico del tipo intensional, seleccionándose dos edificaciones ubicadas en el AA, HH, Los Ficus, Mz. H Lote 16, ambas con similar distribución arquitectónica en plata y en elevación, diferenciándose únicamente en su sistema estructural.</p>	<p>Observación</p> <p>Análisis de información</p>	<p>Ficha de observación</p> <p>Ficha de análisis de información</p>
<p><b>PE.3</b> ¿Qué cantidad de distorsiones de entrepiso genera el análisis estructural del sistema de albañilería confinada en comparación con el sistema de concreto armado dual, Nuevo Chimbote, AA, HH, Los Ficus, 2021?</p>	<p><b>Objetivo General:</b> Realizar el análisis estructural comparativo entre los sistemas de albañilería confinada y concreto armado dual para identificar el sistema con mejor desempeño sísmico, Nuevo Chimbote, AA, HH, Los Ficus, 2021.</p> <p><b>Objetivos Específicos:</b> <b>OE.3</b> Determinar qué cantidad de distorsiones de entrepiso genera el análisis estructural del sistema de albañilería confinada en comparación con el sistema de concreto armado dual, Nuevo Chimbote, AA, HH, Los Ficus, 2021.</p>	<p><b>Hipótesis General:</b> El análisis estructural comparativo entre los sistemas de albañilería confinada y concreto armado dual permite identificar el sistema con mejor desempeño sísmico, Nuevo Chimbote, AA, HH, Los Ficus, 2021.</p> <p><b>Hipótesis Específicas:</b> <b>HE.3</b> La cantidad de distorsiones de entrepiso que genera el análisis estructural del sistema de albañilería confinada es menor en comparación con el sistema de concreto armado dual, Nuevo Chimbote, AA, HH, Los Ficus, 2021.</p>						



## Anexo 02. Matriz de operacionalización de variables

	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICION OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADOR	TIPO DE VARIABLE
<b>Variable N°01</b> Análisis Estructural	<b>Kassimali (2015)</b> Describió que "El análisis estructural es la predicción del desempeño de una estructura ante las cargas prescritas y/o efectos externos, tales como movimientos en los apoyos y cambios de temperatura". (p.08).	El análisis estructural nos indicará los valores máximos de cortante basal, momentos de volteo y distorsiones de entrepiso, que se van a generar en los sistemas estructurales ante un evento sísmico.	Análisis sísmico estático	Rigidez	Numérica
			Análisis sísmico dinámico	Estabilidad	Numérica
			Configuración estructural	Fuerzas	Numérica
<b>Variable N°02</b> Sistema de Albañilería confinada	<b>Norma Técnica Peruana E.030 (2018)</b> indica que "Estructuras de Albañilería: Edificaciones cuyos elementos sismorresistentes son muros a base de unidades de albañilería de arcilla o concreto" (p.07).	Para el análisis del desempeño sísmico del sistema estructural de albañilería confinada se efectuará una simulación en software de una edificación modelada con las propiedades del material predominante en el sistema, guiándonos de los parámetros de diseño normativos vigentes a nivel nacional.	Cortante basal	Propiedad del material	Numérica
			Momentos de volteo	Parámetros Normativos	Numérica
			Distorsiones	Periodos fundamentales	Numérica
<b>Variable N°03</b> Sistema de Concreto Armado Dual.	<b>Norma Técnica Peruana E.030 (2018)</b> indica que "Estructuras de Concreto Armado Dual: Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros es mayor que 20% y menos que 70% del cortante en la base del edificio" (p.07).	Para el análisis del desempeño sísmico del sistema estructural de concreto armado dual se efectuará una simulación en software de una edificación modelada con las propiedades del material predominante en el sistema, guiándonos de los parámetros de diseño normativos vigentes a nivel nacional.	Cortante basal	Propiedad del material	Numérica
			Momentos de volteo	Parámetros Normativos	Numérica
			Distorsiones	Periodos fundamentales	Numérica

## Anexo 03. Instrumento de Recolección de datos



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

### FICHA DE OBSERVACIÓN: Análisis Estructural Comparativo Entre los Sistemas de Albañilería Confinada y Concreto Armado Dual, Nuevo Chimbote, AA.HH. Los Ficus, 2021

Autor: Vasquez Lozada Alexander Gabriel

#### I.- Información General del Proyecto

<b>Ubicación:</b>	AA.HH. Los Ficus, Mz. "H", Lote N°16	<b>Fecha:</b>	05.11.21
<b>Distrito:</b>	Nuevo Chimbote	<b>Area:</b>	108 m <sup>2</sup>
<b>Provincia:</b>	Santa	<b>Dimensiones:</b>	6x18 m
<b>Pais:</b>	Perú	<b>N° de Niveles:</b>	5

#### II.- Información del Sistema Dual

<b>Perfil de Suelo</b>	S1	Suelo Rígido
<b>Zona Sísmica</b>	Z4	Nuevo Chimbote
<b>Categoría</b>	C	Vivienda

Z	0.45
T <sub>p</sub> (s)	0.4
TL (s)	2.5
Factor de suelo "S"	1
Factor de Uso "U"	1
R <sub>x</sub>	7
R <sub>y</sub>	7

#### III.- Información del Sistema de Albañilería

<b>Perfil de Suelo</b>	S1	Suelo Rígido
<b>Zona Sísmica</b>	Z4	Nuevo Chimbote
<b>Categoría</b>	C	Vivienda

Z	0.45
T <sub>p</sub> (s)	0.4
TL (s)	2.5
Factor de suelo "S"	1
Factor de Uso "U"	1
R <sub>x</sub>	3
R <sub>y</sub>	3

#### FIRMA DE EXPERTOS

CHRISTIAN MARTIN VASQUEZ LOZADA  
ING. CIVIL  
Reg. Colegio de Ingenieros N° 131445

ING. JUAN KANT ADUVIRI TUCO  
CIP N° 195921  
Especialista de Estudios Definitivos  
Unidad de Estudios, Proyectos y Supervisión  
Plan COPESCO Nacional  
MINCETUR

Ing. Lorenzo Paul Avila Ochoa  
CIP 80914  
Especialista en Estructuras  
Unidad de Estudios, Proyectos y Supervisión  
Plan COPESCO Nacional  
MINCETUR

**Anexo 04.** Instrumento de Recolección de datos-sistema dual.



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**FICHA DE ANALISIS DE INFORMACIÓN: Análisis Estructural Comparativo Entre los Sistemas de Albañilería Confinada y Concreto Armado Dual, Nuevo Chimbote, AA.HH. Los Ficus, 2021**

Autor: Vasquez Lozada Alexander Gabriel

**I.- Información General del Proyecto**

<b>Ubicación:</b>	AA.HH. Los Ficus, Mz. "H", Lote N°16	<b>Fecha:</b>	05.11.21
<b>Distrito:</b>	Nuevo Chimbote	<b>Area:</b>	108 m <sup>2</sup>
<b>Provincia:</b>	Santa	<b>Dimensiones:</b>	6x18 m
<b>Pais:</b>	Perú	<b>N° de Niveles:</b>	5

**II.- Información del Sistema Dual**

<b>RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO X-X SISTEMA DUAL</b>				
NIVEL	ALTURAS	CORTANTE	MOMENTOS	DERIVAS
	m	Ton	Ton-m	
TECHO 05	13.25 m	16.9 ton	44.60 ton-m	0.00285
TECHO 04	10.60 m	34.6 ton	135.54 ton-m	0.00393
TECHO 03	7.95 m	48.7 ton	262.92 ton-m	0.00479
TECHO 02	5.30 m	59.2 ton	417.08 ton-m	0.00613
TECHO 01	2.65 m	65.6 ton	684.45 ton-m	0.00427

<b>RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO Y-Y SISTEMA DUAL</b>				
NIVEL	ALTURAS	CORTANTE	MOMENTOS	DERIVAS
	m	Ton	Ton-m	
TECHO 05	13.25 m	14.1 ton	37.41 ton-m	0.00217
TECHO 04	10.60 m	29.0 ton	113.71 ton-m	0.00328
TECHO 03	7.95 m	41.0 ton	221.01 ton-m	0.00428
TECHO 02	5.30 m	50.3 ton	351.74 ton-m	0.00579
TECHO 01	2.65 m	56.1 ton	580.46 ton-m	0.00442


**FIRMA DE EXPERTOS**

**CHRISTIAN MARTIN VASQUEZ LOZADA**  
ING. CIVIL  
Reg. Colegio de Ingenieros N° 131445

**ING. JUAN KANT ADUVIRI TUO**  
CP N° 189821  
Especialista de Estudios Definitivos  
Unidad de Estudios, Proyectos y Supervisión  
Plan COPESCO Nacional  
MINCETUR

**Ing. Lorenzo Paul Avalos Ochoa**  
CIP 80384  
Especialista en Estructuras  
Unidad de Estudios, Proyectos y Supervisión  
Plan COPESCO Nacional  
MINCETUR

**Anexo 05.** Instrumento de Recolección de datos-sistema de albañilería.



# UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

---

**FICHA DE ANALISIS DE INFORMACIÓN: Análisis Estructural Comparativo Entre los Sistemas de Albañilería Confinada y Concreto Armado Dual, Nuevo Chimbote, AA.HH. Los Ficus, 2021**

Autor: Vasquez Lozada Alexander Gabriel

**I.- Información General del Proyecto**

Ubicación:	AA.HH. Los Ficus, Mz. "H", Lote N°16	Fecha:	05.11.21
Distrito:	Nuevo Chimbote	Area:	108 m2
Provincia:	Santa	Dimensiones:	6x18 m
País:	Perú	N° de Niveles:	5

**II.- Información del Sistema de Albañilería**


**RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO X-X**  
**SISTEMA DE ALBAÑILERÍA**

NIVEL	ALTURAS	CORTANTE	MOMENTOS	DERIVAS
	m	Ton	Ton-m	
TECHO 05	13.25 m	46.0 ton	123.89 ton-m	0.00142
TECHO 04	10.60 m	86.0 ton	354.69 ton-m	0.00168
TECHO 03	7.95 m	114.4 ton	659.27 ton-m	0.00177
TECHO 02	5.30 m	132.9 ton	1,010.82 ton-m	0.00163
TECHO 01	2.65 m	141.3 ton	1,384.39 ton-m	0.00100


**RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO X-X**  
**SISTEMA DE ALBAÑILERÍA**

NIVEL	ALTURAS	CORTANTE	MOMENTOS	DERIVAS
	m	Ton	Ton-m	
TECHO 05	13.25 m	46.0 ton	123.89 ton-m	0.00142
TECHO 04	10.60 m	86.0 ton	354.69 ton-m	0.00168
TECHO 03	7.95 m	114.4 ton	659.27 ton-m	0.00177
TECHO 02	5.30 m	132.9 ton	1,010.82 ton-m	0.00163
TECHO 01	2.65 m	141.3 ton	1,384.39 ton-m	0.00100


**FIRMA DE EXPERTOS**



**CHRISTIAN MARTIN VASQUEZ LOZADA**  
ING. CIVIL  
Reg. Colegio de Ingenieros N° 131445



**ING. JUAN KANTADUVIRI TUCO**  
CIP N° 789831  
Especialista de Estudios Definitivos  
Unidad de Estudios, Proyectos y Supervisión  
Plan COPESCO Nacional  
MINCETUR




**Ing. Lorenzo Paul Avalos Ochoa**  
CIP 80384  
Especialista en Estructuras  
Unidad de Estudios, Proyectos y Supervisión  
Plan COPESCO Nacional  
MINCETUR

## Anexo 06. Captura de pantalla de revisión por Turnitin.

Feedback Studio - Google Chrome  
ev.turnitin.com/app/carta/es/?lang=es&u=1117508194&student\_user=1&s=&o=1680703136

feedback studio alexander lozada "Análisis Estructural Comparativo Entre los Sistemas de Albañilería Confinada y Concreto Armado Dual, Nuevo Chimbote, AA.HH. Los Ficus, 2021"

 **UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA**

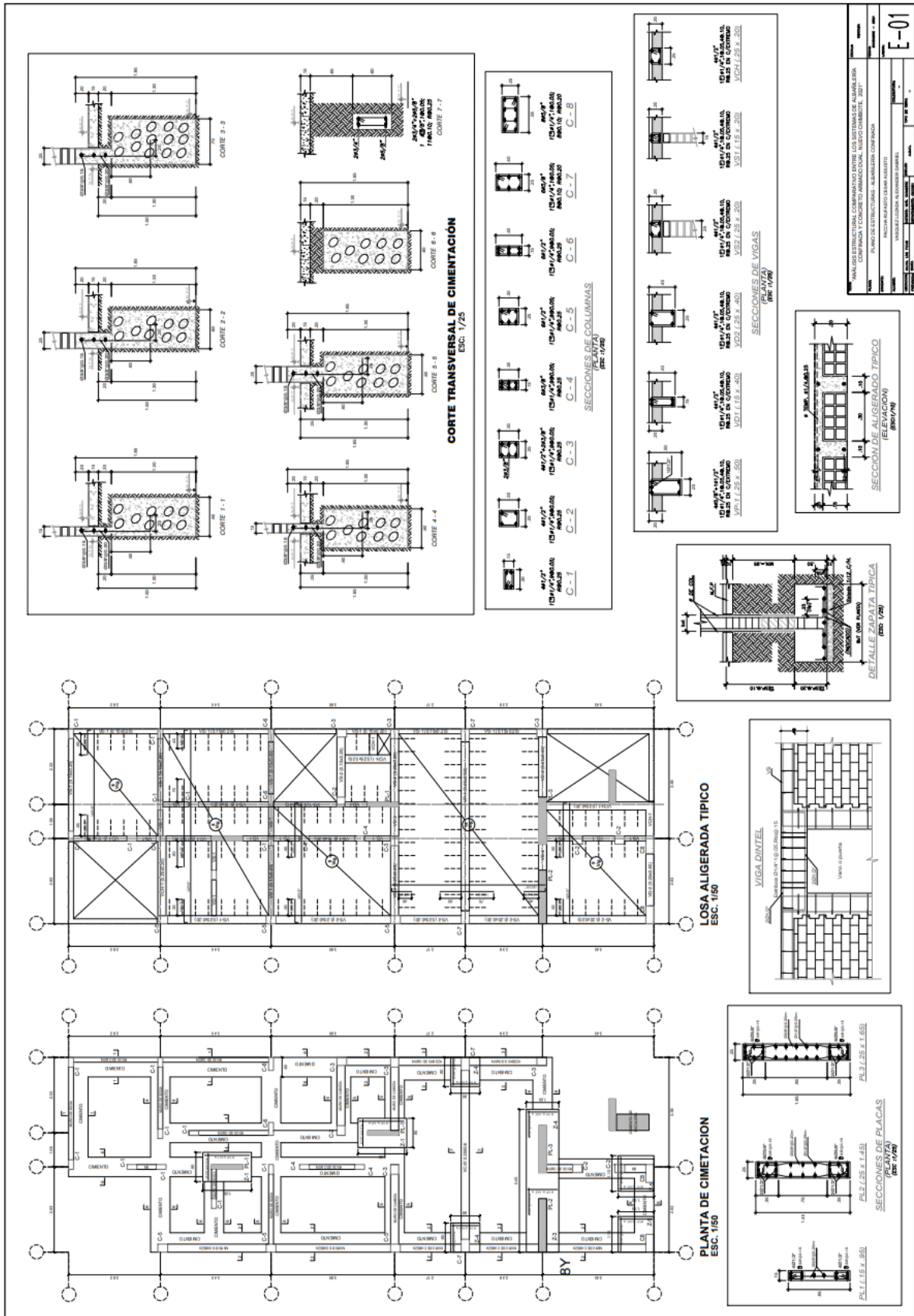
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**"Análisis Estructural Comparativo Entre los Sistemas de Albañilería Confinada y Concreto Armado Dual, Nuevo Chimbote, AA.HH. Los Ficus, 2021"**

Página: 1 de 113 Número de palabras: 11325 Versión solo texto del informe Alta resolución Activado

Escribe aquí para buscar 19°C Muy despejado 00:18 29/11/2021

# Anexo 07. Plano estructural del sistema de albañilería.

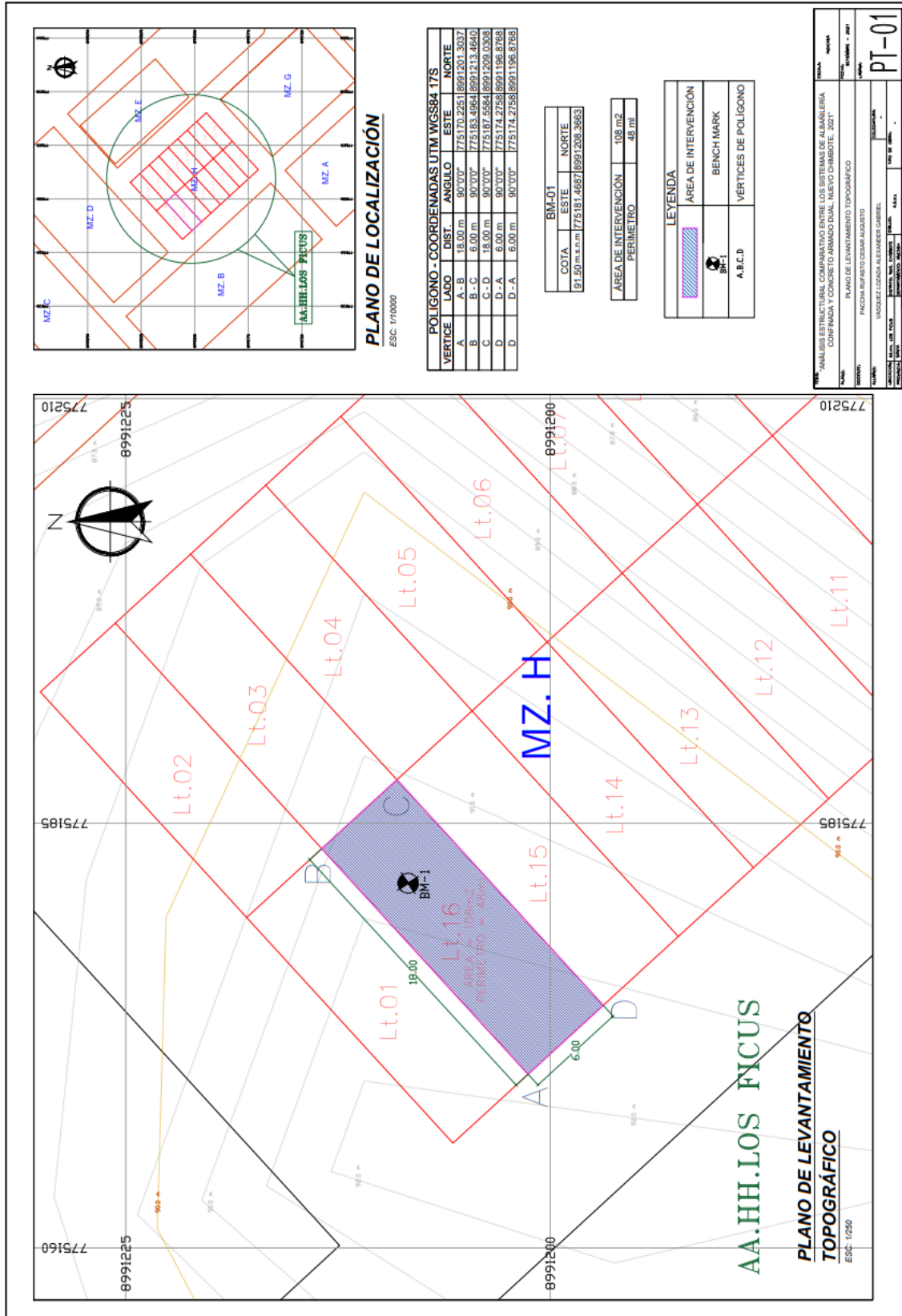


ANÁLISIS ESTRUCTURAL CONFORMANDO CON LOS REQUISITOS DE LA NORMA PERUANA E-060 PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO EN PLANTA Y CORTADO ARMADO EN ALBAÑILERÍA COMPACTA.  
 PLANTA DE ESTRUCTURAS ALBAÑILERÍA COMPACTA.  
 INGENIERO: FRANCISCO RAMÍREZ GÓMEZ  
 INGENIERO AUXILIAR: VANDERLEON ALVARADO GARCÉS

**E-01**

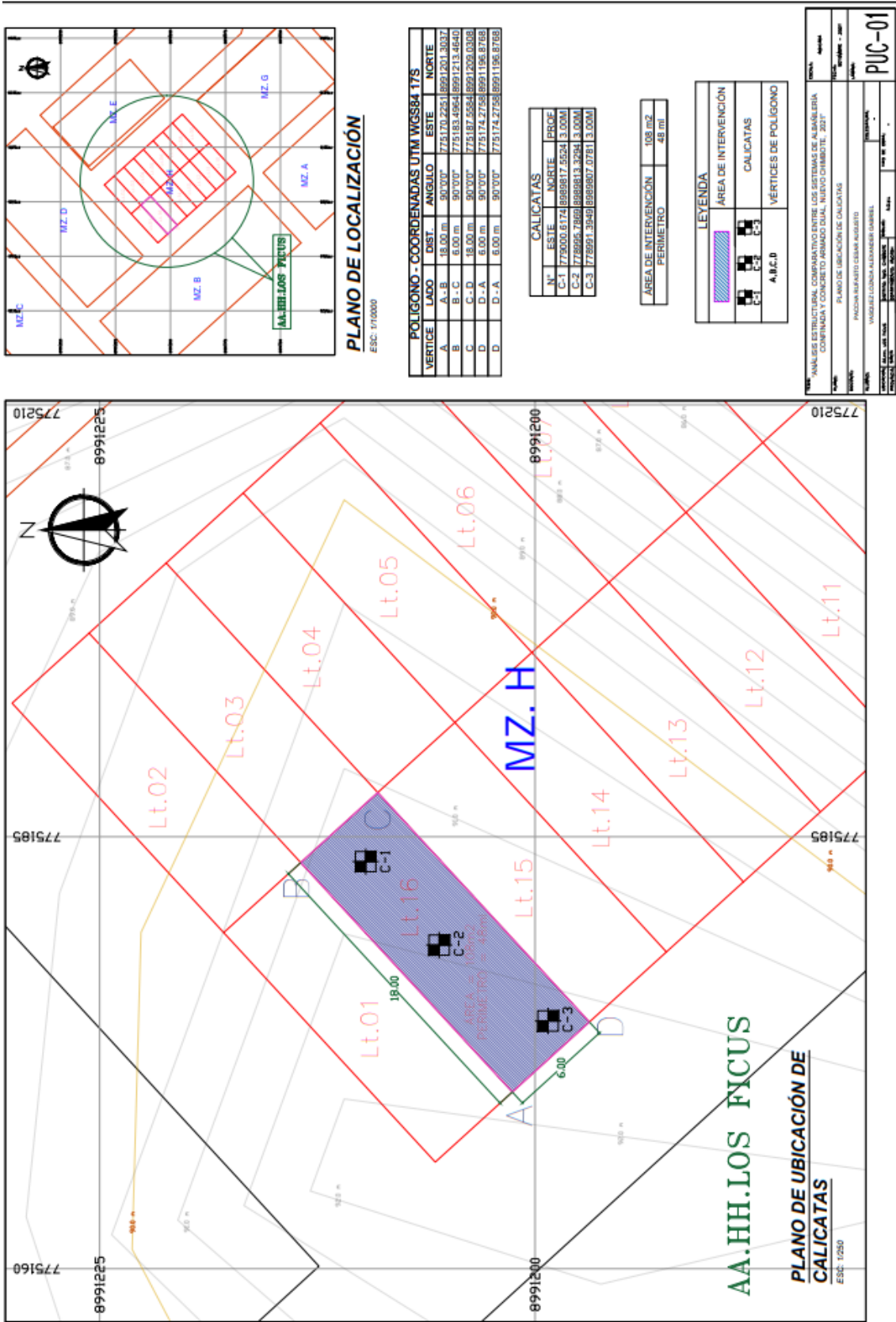


# Anexo 09. Plano de levantamiento topográfico.





**Anexo 10.** Plano de ubicación de calicatas.





**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

### **Declaratoria de Autenticidad del Asesor**

Yo, PACCHA RUFASTO CESAR AUGUSTO, docente de la FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA de la escuela profesional de INGENIERÍA CIVIL de la UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO SAC - LIMA ESTE, asesor de Tesis titulada: "Análisis Estructural Comparativo Entre los Sistemas de Albañilería Confinada y Concreto Armado Dual, Nuevo Chimbote, AA.HH. Los Ficus, 2021", cuyo autor es VASQUEZ LOZADA ALEXANDER GABRIEL, constato que la investigación cumple con el índice de similitud establecido, y verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin, el cual ha sido realizado sin filtros, ni exclusiones.

He revisado dicho reporte y concluyo que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la Tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

En tal sentido, asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada, por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas vigentes de la Universidad César Vallejo.

LIMA, 04 de Diciembre del 2021

<b>Apellidos y Nombres del Asesor:</b>	<b>Firma</b>
PACCHA RUFASTO CESAR AUGUSTO <b>DNI:</b> 42569813 <b>ORCID</b> 0000-0003-2085-3046	Firmado digitalmente por: CPACCHAR el 08-12- 2021 11:02:45

Código documento Trilce: TRI - 0206350