ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

ESTUDIO DEL REFORZAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA DE BLOQUE DE HORMIGÓN CON MALLA ELECTROSOLDADA MEDIANTE ENSAYOS DESTRUCTIVOS

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TITULO DE INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS

DIEGO RICARDO ALBUJA JARAMILLO
diego.albuja@epn.edu.ec
JONATHAN XAVIER PANTOJA TAEZ
jonathan.pantoja@epn.edu.ec

DIRECTOR: ING. DIEGO ANDRES SOSA CAIZA, M.Sc.
diego.sosac@epn.edu.ec

QUITO, junio 2017

DECLARACIÓN

Nosotros, Diego Ricardo Albuja Jaramillo, Jonathan Xavier Pantoja Taez, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido en la ley de Propiedad Intelectual, por su reglamento y por la normatividad institucional vigente.

_____	_____
DIEGO RICARDO ALBUJA	**JONATHAN XAVIER PANTOJA**

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Diego Ricardo Albuja Jaramillo y Jonathan Xavier Pantoja Taez, bajo mi supervisión.

_____
M.SC.ING. DIEGO SOSA CAIZA
DIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTOS

Dejo constancia de mis más sinceros agradecimientos a:

A todos los profesores que fueron parte de mi formación a lo largo de la carrera, brindándome sus conocimientos y experiencias.

A los compañeros y amigos del Centro de Investigación de la Vivienda por haber sido parte del proyecto, por sus consejos y su ayuda en la realización.

A mi director Ing. Msc. Diego Sosa por su guía y consejos que fueron de gran importancia en la realización del proyecto.

A mi compañero Jonathan por su ayuda, compromiso y responsabilidad este proyecto se concluyó de una manera favorable.

DIEGO ALBUJA

DEDICATORIA

Dedico este proyecto ante todo a mis padres Galo y María Elena por la confianza puesta en mí. A mis hermanos cuyo ejemplo me hace seguir avanzando en todas mis metas propuestas. A todos los amigos que he conocido a lo largo de la carrera.

DIEGO ALBUJA

AGRADECIMIENTOS

Dejo en constancia mis más sinceros agradecimientos a:

La Escuela Politécnica Nacional y a la facultad de Ingeniería Civil y Ambiental por todas las enseñanzas recibidas a lo largo de este periodo de estudio, y por permitirme crecer como persona.

Al Ing. Msc. Diego Sosa por ser un excelente guía a lo largo de la realización de este proyecto y dirigirlo con gran interés y profesionalismo.

Al Centro de Investigación de la Vivienda y a todo su personal los cuales me han brindado su ayuda y amistad durante la realización de este proyecto

Al Sr. Diego Albuja mi compañero de tesis por haberme brindado su amistad y ayuda durante toda la carrera.

A mi madre Isabel Pantoja por ser la persona quien siempre me ha acompañado durante toda mi vida dándome cariño y apoyo

A mis hermanos Dayana, Nathaly, Byron, Karina, Andrea, Moni por estar junto a mí en esta etapa de mi vida.

A mis abuelitos Servio y Raquel por su amor brindado

A mis tíos Alirio, Mariana, Raúl, Consuelo, Nion y mis primos Esteban y Natalia por ser personas con las cuales puedo contar en mi vida.

A mis amigos con quienes he compartido grandes momentos de felicidad en toda mi carrera estudiantil.

JONATHAN PANTOJA

DEDICATORIA

Este proyecto está dedicado a toda mi familia y amigos por ser las personas a quienes aprecio y con las cuales he compartido grandes momentos y logros durante toda mi vida.

JONATHAN PANTOJA

CONTENIDO

DECLARACIÓN II
CERTIFICACIÓN III
AGRADECIMIENTOS IV
DEDICATORIA V
AGRADECIMIENTOS VI
DEDICATORIA VII
CONTENIDO VIII
INDICE DE FIGURAS XII
INDICE DE TABLAS XVI
RESUMEN XVII
PRESENTACIÓN XIX
CAPÍTULO 1 1
INTRODUCCIÓN 1
1.1 ANTECEDENTES 1
1.2 DEFINICIONES 2
1.2.1 BLOQUE DE HORMIGÓN 2
1.2.2 HORMIGÓN 2
1.2.3 MORTERO 3
1.2.4. PANEL DE RELLENO 3
1.2.5 ENCHAPADO 3
1.2.6 ENSAYOS DESTRUCTIVOS 3
1.3 COMPORTAMIENTO DEL PANEL DE RELLENO 4
1.3.1 LA FALLA POR CORTE-FRICCIÓN 4
1.3.2 FALLA POR TENSIÓN DIAGONAL 4
1.3.3 FALLA EN EL PÓRTICO POR FLEXIÓN 5
1.3.4 FALLA EN EL PÓRTICO POR CORTE 6
1.3.5 FALLA EN LA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA 6

1.4 ALCANZE Y OBJETIVOS 7
1.4.1 ALCANCE 7
1.4.2 OBJETIVO GENERAL 7
1.4.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS 7
1.5 METODOLOGÍA 8
1.5.1 DESCRIPCIÓN DE MODELOS 8
1.5.2 PROCESO CONSTRUCTIVO 9
1.5.3 ENSAYOS 10
1.5.3.1 Ensayos a materiales 10
1.5.3.2 Ensayos a modelos 10
MATERIALES E INSTRUMENTACIÓN 12
2.1 MATERIALES 12
2.1.1 ACERO 12
2.1.2 HORMIGÓN 13
2.1.3 MALLA ELECTROSOLDADA 14
2.1.4 BLOQUE DE HORMIGÓN 14
2.1.5 MORTERO 15
2.2 HERRAMIENTAS Y EQUIPOS 16
CAPÍTULO 3 21
ANÁLISIS Y DISEÑO DEL PÓRTICO 21
3.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO 21
3.2 DISEÑO Y ARMADO DEL MODELO 21
3.2.1 CIMENTACIÓN 21
3.2.2 VIGA 24
3.2.3 COLUMNA 25
3.2.4 ACERO TRANSVERSAL 26
3.2.5 MAMPOSTERIA REFORZADA 27
3.2.6. VERIFICACIÓN A CORTE DE LA MAMPOSTERIA 29
3.2.7. VERIFICACION A CORTE DEL ENCHAPADO 31
3.3 VERIFICACIÓN AL VOLCAMIENTO Y DESLIZAMIENTO 32
CAPÍTULO 4 34
CONSTRUCCIÓN DE MODELOS 34

4.1 CONSTRUCCION DE MODELOS 34
4.2 REFORZAMIENTO SEGUNDO MODELO 41
4.3 REHABILITACIÓN DEL PRIMER MODELO 43
CAPÍTULO 5 46
ANÁLISIS DE RESULTADOS Y CALIBRACIÓN DE MODELOS 46
5.1 ENSAYOS EXPERIMENTALES 46
5.1.1 PROTOCOLO DE CARGA 46
5.1.2 ENSAYO PÓRTICO PANEL DE RELLENO 48
5.1.3 ENSAYO PÓRTICO PANEL DE RELLENO REFORZADO 52
5.1.4 ENSAYO PÓRTICO PANEL DE RELLENO REHABILITADO 62
5.1.5 PROGRESO DE DAÑO 67
5.1.5.1 Panel de relleno 68
5.1.5.1 Panel reforzado 70
5.1.5.1 Panel reforzado con daño previo 73
5.1.6 CURVAS DE HISTÉRESIS Y CAPACIDAD 77
5.1.6.1 Curvas del modelo pórtico-panel de relleno 77
5.1.6.2 Curvas del modelo pórtico-panel reforzado 78
5.1.6.3 Curvas del modelo pórtico-panel reforzado con daño previo. 80
5.1.6.3 Comparación de curvas 82
5.2 CALIBRACIÓN DE MODELOS 84
5.2.1 MODELO CONSTITUTIVO DEL HORMIGÓN 85
5.2.2 MODELO CONSTITUTIVO DEL ACERO 86
5.2.2.1 Modelo de Dodd-Restrepo 86
5.2.2.1 Modelo de Menegotto-Pinto 88
5.2.3 MODELO DE INFILL PANEL 89
5.2.4 MODELO EN SEISMOSTRUCT 96
5.2.4.1 Modelo de panel de relleno 97
5.2.4.2 Modelo de panel reforzado 101
5.2.4.3 Modelo de panel reforzado con daño previo 105
5.2.4.4 Modelo de panel de relleno reforzado adecuadamente 108
5.3 PROPIEDADES ESTRUCTURALES 112
5.3.1 ENERGÍA DISIPADA 112

5.3.2 DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ 113
5.3.3 DUCTILIDAD DE DESPLAZAMIENTO 114
5.3.3 DERIVA 115
5.4 ANÁLISIS COSTO-BENEFICIO 116
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 118
CONCLUSIONES 118
PROPUESTAS Y RECOMENDACIONES 122
BIBLIOGRÁFIA 124
ANEXOS 127
ANEXOS N°1 128
ANEXOS N°2 133
ANEXOS N°3 142
ANEXOS N°4 159
ANEXOS N°5 164
ANEXOS N°6 167

INDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1: Falla del panel de relleno por corte-fricción 4
Fig. 1.2: Falla en el panel de relleno por tensión diagonal 5
Fig. 1.3: Falla del pórtico por flexión 5
Fig. 1.4: Falla del pórtico por corte 6
Fig. 1.5: Falla conexión viga-columna 6
Fig. 1.6: Configuración del modelo ensayado 9
Fig. 1.7: Esquema de ensayo 11
Fig. 2.1: Gato hidráulico de capacidad 100 toneladas 17
Fig. 2.2: Celda de carga cíclica con capacidad de 20 toneladas 17
Fig. 2.3: Bomba ENERPAC con capacidad de 100 toneladas 18
Fig. 2.4: Mangueras de presión ENERPAC con capacidad de 20000 Psi 18
Fig. 2.5: Placa de unión Pared-Gato Hidráulico 18
Fig. 2.6: Acople para muro de reacción y gato hidráulico 19
Fig. 2.7: Sistema UPM100 HBM de 80 canales 19
Fig. 2.8: Deformímetros LVDT 19
Fig. 2.9: Strain – Gauges 20
Fig. 2.10: Colocación de Strain-Gauges en acero de refuerzo 20
Fig. 3.1: Modelo desarrollado en SAP2000 22
Fig. 3.2: Distribución de esfuerzos de cimentación. 22
Fig. 3.3: Detalle del armado de la viga de cimentación 24
Fig. 3.4: Detalle del armado de viga superior 24
Fig. 3.5: Detalle del armado de columna 25
Fig. 3.6: Diagrama de iteración de columna 25
Fig. 3.7: Separación de estribos para columnas 26
Fig. 3.8: Separación de estribos para vigas 26
Fig. 3.9: Detalle del armado del modelo 27
Fig. 3.10: Diagrama de iteración del panel reforzado con malla electrosoldada Φ4mm@10cm 28
Fig. 3.11: Diagrama de iteración de mampostería reforzada con malla electrosoldada Φ6mm@10cm 29
Fig. 3.12: Diagrama de cuerpo libre del modelo 33
Fig. 4.1: Colocación de armadura y encofrado 34
Fig. 4.2: Vista de vigas de cimentación 35
Fig. 4.3: Colocación de strain-gauges 35
Fig. 4.4: Colocación de encofrados para columnas 36
Fig. 4.5: Encofrado de columnas y colocación de chicotes 37
Fig. 4.6: Colocación de ejes de empotramiento 37
Fig. 4.7: Ubicación de bloques y unión con chicotes 38
Fig. 4.8: Construcción del panel de relleno 38
Fig. 4.9: Ubicación de armado de viga 39

Fig. 4.10: Colocación de varillas roscadas para anclaje de gato hidráulico 39
Fig. 4.11: Encofrado de vigas 40
Fig. 4.12: Vertido de hormigón en vigas 40
Fig. 4.13: Modelo terminado 41
Fig. 4.14: Malla electrosoldada 42
Fig. 4.15: Clavo de acero ubicado en el panel 42
Fig. 4.16: Enlucido de pared 43
Fig. 4.17: Enlucido terminado 43
Fig. 4.18: Colocación de binchas 44
Fig. 4.19: Reparación del primer modelo 44
Fig. 4.20: Enlucido del primer modelo 45
Fig. 5.1: Protocolo de carga cíclico bidireccional– Panel de relleno 46
Fig. 5.2: Protocolo de carga cíclico bidireccional– Panel reforzado 47
Fig. 5.3: Protocolo de carga cíclica unidireccional– Panel reforzado 47
Fig. 5.4: Protocolo de carga cíclico bidireccional– Panel reforzado con daño previo 47
Fig. 5.5: Secuencia de carga cíclica unidireccional - Panel reforzado con daño previo 48
Fig. 5.6: Carga de ciclo 1 de ida, 2t 49
Fig. 5.7: Carga ciclo 4 de regreso, 4t 49
Fig. 5.8: Carga ciclo 5 de ida, 8t 50
Fig. 5.9: Carga ciclo 6 de ida, 10t 51
Fig. 5.10: Falla la conexión viga-columna 51
Fig. 5.11: Carga ciclo 2 de ida, 4t 52
Fig. 5.12: Carga ciclo 3 de ida, 8t 53
Fig. 5.13: Carga ciclo 9 de regreso, 12t 53
Fig. 5.14: Carga ciclo 10 de regreso, 18t 54
Fig. 5.15: Fisura en la conexión viga-columna 54
Fig. 5.16: Carga ciclo 11 de ida, 18t 55
Fig. 5.17: Fisura en columna ciclo 11 de regreso,18t 55
Fig. 5.18: Carga ciclo 12 de ida, 20t 56
Fig. 5.19: Fisuras ciclo 12 de regreso, 18t 56
Fig. 5.20: Celda de carga de 50t de capacidad 57
Fig. 5.21: Ciclo 4 cíclico unidireccional, 19t 57
Fig. 5.22: Fisuras ciclo 5 cíclico unidireccional, 25t 58
Fig. 5.23: Desprendimiento de mampostería de la cimentación 59
Fig. 5.24: Fisuras ciclo 6 cíclico unidireccional, 29t 59
Fig. 5.25: Falla en la conexión viga-columna 60
Fig. 5.26: Fisuras ciclo 7 cíclico unidireccional, 31t 60
Fig. 5.27: Desprendimiento de mampostería 61
Fig. 5.28: Desprendimiento de mortero 61
Fig. 5.29: Falla por torsión 62
Fig. 5.30: Carga ciclo 4 de regreso, 8t 63

Fig. 5.31: Carga ciclo 5 de regreso, 10t 63
Fig. 5.32: Falla presentada en la conexión viga-columna 64
Fig. 5.33: Carga ciclo 6 de ida, 12t..... 64
Fig. 5.34: Carga ciclo 10 de ida, 20t..... 65
Fig. 5.35: Fisuras en las conexiones viga-columna..... 65
Fig. 5.36: Fisuras ciclo 6 cíclico unidireccional, 20t..... 66
Fig. 5.37: Falla en la base de la columna..... 67
Fig. 5.38: Progreso de daño panel de relleno ciclo 5 68
Fig. 5.39: Progreso de daño panel de relleno ciclo 6, ida..... 68
Fig. 5.40: Progreso de daño panel de relleno ciclo 6, regreso 69
Fig. 5.41: Progreso de daño panel de relleno ciclo 7, ida..... 69
Fig. 5.42: Progreso de daño panel reforzado ciclo 1 a ciclo 8 70
Fig. 5.43: Progreso de daño panel reforzado ciclo 9 70
Fig. 5.44: Progreso de daño panel reforzado ciclo 10 positivo, ida 71
Fig. 5.45: Progreso de daño panel reforzado unidireccional 20t 71
Fig. 5.46: Progreso de daño panel reforzado unidireccional 25t 72
Fig. 5.47: Progreso de daño panel reforzado unidireccional 29t 72
Fig. 5.48: Progreso de daño panel reforzado unidireccional 32t 73
Fig. 5.49: Progreso de daño panel reforzado con daño previo ciclo 1..... 73
Fig. 5.50: Progreso de daño panel reforzado con daño previo ciclo 2 a ciclo 5 74
Fig. 5.51: Progreso de daño panel reforzado con daño previo ciclo 6..... 74
Fig. 5.52: Progreso de daño panel reforzado con daño previo ciclo 7..... 75
Fig. 5.53: Progreso de daño panel reforzado con daño previo ciclo 7..... 75
Fig. 5.54: Progreso de daño panel reforzado con daño previo ciclo 8 a ciclo 10 76
Fig. 5.55: Progreso de daño panel reforzado con daño previo ciclo 8 a ciclo 10 76
Fig. 5.56: Curva de histéresis pórtico-panel de relleno. 77
Fig. 5.57: Curva de capacidad pórtico-panel de relleno. 78
Fig. 5.58: Curva de histéresis pórtico-panel reforzado. 79
Fig. 5.59: Curva monotónico pórtico-panel reforzado..... 79
Fig. 5.60: Curva de capacidad pórtico-panel reforzado. 80
Fig. 5.61: Curva de histéresis pórtico-panel reforzado con daño previo..... 81
Fig. 5.62: Curva monotónico pórtico- panel reforzado con daño previo. 81
Fig. 5.63: Curva de capacidad pórtico- panel reforzado con daño previo. 82
Fig. 5.64: Curvas de histéresis Panel de relleno-Panel reforzado..... 83
Fig. 5.65: Curvas de histéresis Panel de relleno-Panel rehabilitado. 83
Fig. 5.66: Curva de capacidad tres modelos. 84
Fig. 5.67: Grafica de esfuerzo-deformación del hormigón no confinado y confinado..... 85
Fig. 5.68: Esfuerzo Deformación del acero de refuerzo, Modelo Dodd-Restrepo..... 87

Fig. 5.69: Curva Esfuerzo Deformación del acero de refuerzo, Modelo Menegotto-Pinto. 88
Fig. 5.70: Modelo programado en SeismoStruct 90
Fig. 5.71: Espesor efectivo del puntal diagonal 90
Fig. 5.72: Estado de esfuerzo entre el bloque y la junta de mortero 93
Fig. 5.73: Interacción entre la fuerza de compresión y el corte 96
Fig. 5.74: Modelo de panel de relleno 98
Fig. 5.75: Modelo Experimental vs. Modelo Analítico-Panel de relleno 99
Fig. 5.76: Progreso de daño - Panel de relleno 100
Fig. 5.77: Modelo pórtico 100
Fig. 5.78: Curva de capacidad y progreso de daño – pórtico 101
Fig. 5.79: Sección transversal del enchapado 101
Fig. 5.80: Modelo de panel reforzado 102
Fig. 5.81: Modelo Experimental vs. Modelo Analítico-Panel reforzado 103
Fig. 5.82: Progreso de daño – Panel reforzado 104
Fig. 5.83: Modelo de panel reforzado con daño previo 105
Fig. 5.84: Modelo Experimental vs. Modelo Analítico-Panel reforzado con daño previo. 106
Fig. 5.85: Progreso de daño – Panel reforzado con daño previo 107
Fig. 5.86: Modelo de panel reforzado adecuadamente 108
Fig. 5.87: Curva de capacidad y progreso de daño-panel reforzado adecuadamente 109
Fig. 5.88: Curva de capacidad y progreso de daño-panel rehabilitado adecuadamente 110
Fig. 5.89: Curvas de capacidad Experimentales vs. Analíticas - Panel de relleno reforzado 111
Fig. 5.90: Curvas de capacidad Experimentales vs. Analíticas - Panel de relleno rehabilitado 111
Fig. 5.91: Disipación de energía 112
Fig. 5.92: Degradación de la rigidez 113
Fig. 5.93: Determinación de las condiciones de fluencia 114
Fig. 5.94: Costo-Beneficio 117

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Propiedades del acero 13
Tabla 2.2: Propiedades de la malla electrosoldada 14
Tabla 2.3: Propiedades de bloques 15
Tabla 2.4: Propiedades de mortero del panel de relleno 15
Tabla 2.5: Propiedades de mortero del panel de relleno 15
Tabla 2.6: Propiedades de mortero para enchapado del panel de refuerzo 16
Tabla 3.1: Reacciones en los apoyos modelo SAP2000 32
Tabla 5.1: Parámetros empíricos para la calibración de modelos cíclicos de mampostería. 95
Tabla 5.1: Puntos obtenidos por el sistema elasto-plástico con rigidez reducida 115
Tabla 5.2: Ductilidad por desplazamiento 115
Tabla 5.3: Derivas 116
Tabla 5.4: Costo de modelos 117

RESUMEN

El presente estudio busca verificar la técnica de enchapado como un método de reforzamiento y rehabilitación del sistema estructural correspondiente a estructuras aporticadas con paneles de relleno de bloque de hormigón de baja resistencia, el cual es muy utilizado en Ecuador. El enchapado consiste en una malla electrosoldada anclada al panel de relleno y revestida con mortero de baja resistencia. El sistema estructural fue ensayado a carga lateral cíclica y se consideró tres condiciones de reforzamiento. La primera condición fue un sistema sin daño inicial y no reforzado, el cual se ensayó hasta generar un daño moderado en elementos estructurales y un daño severo en el panel de relleno, la segunda condición fue a un sistema sin daño inicial y reforzado, que se ensayó hasta generar un estado de daño severo y la última condición fue un sistema con daño inicial y reforzado, que también se ensayó hasta generar un estado de daño severo. De los ensayos se obtuvieron observaciones cualitativas del progreso de daño en cuanto a fisuras, y además curvas de capacidad histeréticas, que fueron utilizadas para realizar una comparación cuantitativa de parámetros de desempeño como: capacidad máxima, energía disipada, la degradación de rigidez y derivas. Los resultados experimentales fueron utilizados también para la calibración y predicción de daño en modelos estructurales mediante el programa computacional de análisis no lineal SeismoStruct.

ABSTRACT

The present study tries to verify the technique of reinforcement with welded mesh and low strength mortar, called in Ecuador as “Enchapado", as a method of reinforcement and rehabilitation of concrete frames with infill panels of low resistance concrete block which is very used in Ecuador. Enchapado consists about a welded mesh anchored to the infill panel and covered with low strength mortar. The structural system was tested with a cyclic lateral loading, and three reinforcement conditions were considered. The first condition was a system with no initial damage and no reinforcement which was tested to generate moderate damage in structural elements and severe damage on the infill panel. The second condition was an infill panel without damage, but reinforced with the Enchapado technique which was tested to generated a severe damage. The last condition was a system with initial damage and reinforced with Enchapado which was tested to generated severe damage in the whole structure. From this test, qualitative observations from damage progression and increment of cracks were gotten, as well as hysteretic curves and capacity curves which were used to perform a quantitative comparison of parameters such as maximum capacity, dissipated energy, stiffness degradation and drifts. The experimental results were also used for calibration and prediction of performance in structural models using the nonlinear SeismoStruct computational software.

PRESENTACIÓN

La construcción tradicional de nuestro país es basada principalmente en estructuras aporticadas de hormigón armado, con paneles de relleno que puede ser de ladrillo o comúnmente de bloques de hormigón. La utilización de estos mampuestos es por su fácil colocación y su capacidad de aislamiento del medio exterior, no obstante, en nuestro país no existe un estudio exhaustivo de paneles de relleno los cuales hablen sobre sus propiedades mecánicas y su comportamiento sísmico, esto hace que utilizar mampuestos en la construcción sea de manera empírica, lo que se quiere es verificar una técnica de constructiva y que permita evaluar normas y reglamentos que serán consecuencia de lo anterior, estas deberán desarrollarse para los términos constructivos de nuestro país. (Gallegos & Casabonne, 2005)

En las últimas décadas en nuestro país han ocurrido varios movimientos sísmicos los cuales han provocado grandes daños a las estructuras generando pérdidas humanas y económicas, tal es el caso del sismo del 16 de abril del 2016, donde la mayoría de las edificaciones presentaron problemas en la mampostería (IGEPN, 2016). Lo que hace que el refuerzo del panel se lo realice cuando este ya ha sufrido daños, por esta razón, al tener un estudio de refuerzo previo; se puede aumentar la probabilidad de que el panel mantenga su resistencia y a su vez evitar daños en instalaciones sanitarias como eléctricas.

Este estudio busca comparar el comportamiento de un panel de relleno, un panel de relleno con daño previo y un panel reforzado para así conocer las propiedades mecánicas que adquieren cada uno de los modelos mediante ensayos destructivos. Además, se podrá justificar si la aplicación de esta técnica constructiva de reforzamiento a realizar es adecuada para mejorar el comportamiento sismo resistente del panel de relleno, así como una relación costo beneficio, para un mejoramiento en el sistema constructivo de nuestro país.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

El uso de paneles de relleno como parte de las edificaciones del Ecuador, es una de las principales formas de construcción en la que no es necesario un conocimiento previo técnico e ingenieril para su utilización (Astorga & Rivero, 2009), pero la falta de este conocimiento hace que las construcciones sean más vulnerables ante una amenaza sísmica.

Los daños producidos debido a un evento sísmico son principalmente en los paneles de relleno ya que esta aporta con una gran rigidez a la estructura, pero como este elemento no posee la capacidad suficiente para soportar las grandes fuerzas sísmicas se produce una falla frágil y explosiva en algunos casos. (Astroza & Schmidt, 2004)

Lo que realizan los propietarios para sanar estos daños es recubrir las grietas sin importar lo que podría pasar en un futuro o en lo peor de los casos volver a construirla con la misma técnica.

En el Centro de Investigación de la Vivienda se han realizado prototipos de reforzamiento de mamposterías de ladrillo y bloque de hormigón como es el caso de la tesis desarrollada por Zabala & Zabala (2006), Angulo & López (2008) y Fernández & Paredes (2010) tesis de grado que fueron supervisadas por el Msc. Ing. Patricio Placencia, este reforzamiento es el enchapado que consiste en colocar una mampostería con una malla electrosoldada para así proporcionarle una mayor ductilidad y tener un mejor comportamiento estructural, evitando así la falla frágil por los esfuerzos cortantes.

Lo que se pretende en este trabajo investigativo es presentar un modelo experimental, ensayarlo y repararlo adaptando el enchapado en el panel de relleno de bloque de hormigón comparándola con modelos analítico y así presentar

comparaciones de resultados y concluir si este método es aceptable y viable para el futuro de la construcción en nuestro país.

1.2 DEFINICIONES

1.2.1 BLOQUE DE HORMIGÓN

Unidad de albañilería en forma de paralelepípedo formado principalmente por la mezcla de cemento portland, agregados gruesos, agregados finos y agua. Las cantidades de cada uno de estos componentes pueden variar dependiendo de los requisitos deseados de resistencia de las unidades. (Gallegos & Casabonne, 2005)

El objetivo en elaboración de estas unidades es que obtengan una resistencia aceptable y bajo peso, de tal manera de reducir los costos de la materia prima y acelerar el tiempo de fabricación de los mismos. (Gallegos & Casabonne, 2005)

Existen diferentes tipos de bloques de hormigón dependiendo del lugar y uso a que estos estén destinados para lo cual se clasifican según INEN-638 en los siguientes:

- TIPO A: Paredes exteriores de carga, sin revestimiento.
- TIPO B: Paredes exteriores de carga con revestimiento, Paredes interiores de carga con o sin revestimiento.
- TIPO C: Paredes divisorias exteriores sin revestimiento.
- TIPO D: Paredes divisoria exteriores, con revestimiento, Paredes divisorias interiores con o sin revestimiento.
- TIPO E: Losas alivianadas de hormigón armado.

1.2.2 HORMIGÓN

Material compuesto por la mezcla de con cemento con áridos finos y gruesos y agua, el cual produce una pasta que al poco tiempo que fragüe alcanza una dureza como un material pétreo. (NEC_SE_HM, 2015)

1.2.3 MORTERO

El mortero es una mezcla de áridos, cemento y agua, y dependiendo de estos se obtendrá una resistencia específica, pero a diferencia del hormigón, el mortero requiere solo de material granular fino, esto para poder corregir las irregularidades de la mampostería y que la adhesión funcione. (Gallegos & Casabonne, 2005)

La construcción tradicional ha utilizado este material para cumplir con la función de unir las unidades de mampostería con cierta estabilidad en todo el proceso constructivo, adquiriendo resistencia y rigidez al momento de su secado y facilitando la colocación de la siguiente hilada de bloques. (Gallegos & Casabonne, 2005)

1.2.4. PANEL DE RELLENO

El panel de relleno es un material estructural compuesto e integrado por unidades de bloque de hormigón o ladrillos que son unidos con mortero. (Gallegos & Casabonne, 2005). Es utilizado para rellenar estructuras aporticadas.

1.2.5 ENCHAPADO

Sistema de reforzamiento en donde se recubre a diferentes estructuras con acero en dirección vertical y horizontal para dar una mayor resistencia, ductilidad y durabilidad que este posee.

1.2.6 ENSAYOS DESTRUCTIVOS

Son ensayos que se realizan a materiales o estructuras con la ayuda de herramientas o equipos con el fin de producir un daño irreversible en sus propiedades mecánicas, físicas o químicas.

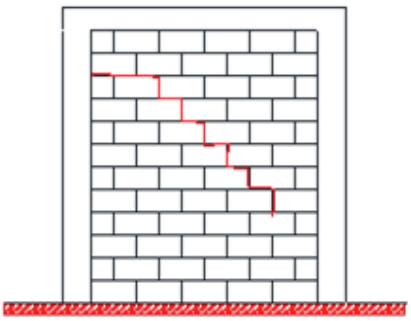
1.3 COMPORTAMIENTO DEL PANEL DE RELLENO

Al estar sometido una estructura de panel de relleno a una carga lateral se produciría principalmente un esfuerzo cortante el cual afecta directamente al panel por ser un conjunto de elementos de baja resistencia y frágiles, al analizar los efectos que produce el esfuerzo cortante sobresalen dos fallas típicas cuales son: falla de corte – fricción y falla por tensión diagonal. A su vez el pórtico comienza a sufrir daños en sus columnas por las reacciones internas que se generan produciendo fallas a flexión, fallas a corte y una falla en la conexión viga columna. (Crisafulli, 1997)

1.3.1 LA FALLA POR CORTE-FRICCIÓN

Es una falla producida por la falta de adherencia entre el mortero y los mampuestos y tanto en las uniones horizontales como verticales que sigue una línea de falla diagonal escalonada como se puede observar en la figura 1.1. (Crisafulli, 1997)

Fig. 1.1: Falla del panel de relleno por corte-fricción



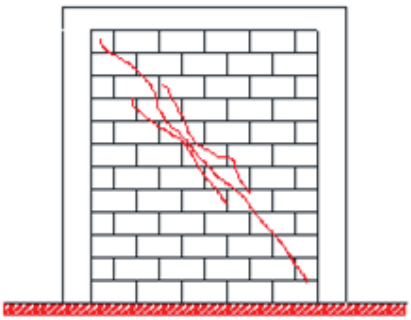
ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

1.3.2 FALLA POR TENSIÓN DIAGONAL

Esta falla se presenta como un aumento de esfuerzo de tensión en el panel inducido por la fuerza lateral el cual supera el esfuerzo de tracción de las unidades de

mampuestos produciendo una falla diagonal sobre el mampuesto como se observa en la figura 1.2, un factor importante es cuando el mortero tiene una mayor resistencia que las unidades de mampuestos o cuando el esfuerzo de corte es menor que el esfuerzo normal que se produce. (Crisafulli, 1997)

Fig. 1.2: Falla en el panel de relleno por tensión diagonal

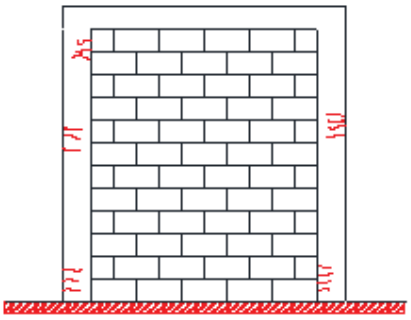


ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

1.3.3 FALLA EN EL PÓRTICO POR FLEXIÓN

Es una falla común que se produce después de la falla del panel debido a los máximos momentos generados, produciendo rotulas plásticas y al final una falla de colapso figura 1.3. (Crisafulli, 1997)

Fig. 1.3: Falla del pórtico por flexión

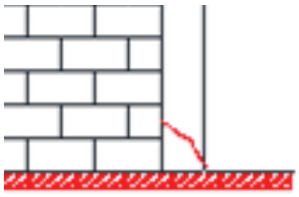


ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

1.3.4 FALLA EN EL PÓRTICO POR CORTE

Es una falla que se concentra en las esquinas del pórtico, es producido por la interacción con el panel de relleno como se muestra en la figura 1.4 y para evitar este tipo de fallas se tiene que verificar con el acero de refuerzo transversal de la columna. (Crisafulli, 1997)

Fig. 1.4: Falla del pórtico por corte

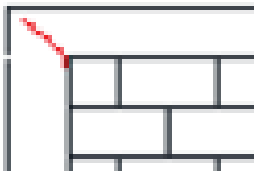


ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

1.3.5 FALLA EN LA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA

Debido a la carga lateral aplicada se producen unos mayores esfuerzos tanto tangenciales como normales cerca de las esquinas del pórtico generando así unas mayores reacciones de cortantes y momentos tanto verticales como horizontales por lo que la falla que se produce es una diagonal en el centro del nudo figura 1.5. (Crisafulli, 1997)

Fig. 1.5: Falla conexión viga-columna



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

1.4 ALCANZE Y OBJETIVOS

1.4.1 ALCANCE

Este estudio permitirá conocer y comparar el comportamiento real a cargas cíclicas de tres condiciones de estado de paneles de relleno; un panel de relleno común, uno reforzado con daño previo y uno reforzado sin daño. Se colocará una malla electrosoldada como refuerzo tanto para rehabilitarlo como para reforzarlo, se justificará si esta implementación es eficaz o no, y se comparará los mismos con modelos analíticos. Los resultados podrán proponer un posible mejoramiento al sistema constructivo del Ecuador.

1.4.2 OBJETIVO GENERAL

- Realizar un estudio comparativo entre tres condiciones de pórticos con panel de relleno, la primera condición con un panel de relleno simple, la segunda condición con un panel de relleno reforzado con malla electrosoldada y la tercera condición un panel de relleno con un daño previo reforzado con malla electrosoldada, para un posible mejoramiento del sistema constructivo del Ecuador.

1.4.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar las propiedades mecánicas de los materiales a emplearse en el pórtico y el panel de relleno.
- Conocer experimentalmente el comportamiento mecánico del sistema de enchapado en un panel de relleno de bloque de hormigón, tanto cuando es rehabilitada como sin daño alguno.

- Conocer las fallas que posee el sistema de reforzamiento del panel de relleno con malla electrosoldada por no tener un anclaje vertical en la cimentación y un mal sistema de anclaje en las columnas y vigas.
- Estudiar la interacción y los efectos que se producen entre pórtico y el panel de relleno cuando existe una carga cíclica aplicada.
- Conocer la relación costo beneficio en la realización del reforzamiento del panel de relleno.
- Dar conclusiones y recomendaciones para el adecuado uso del reforzamiento y cuando llevarlo a cabo.

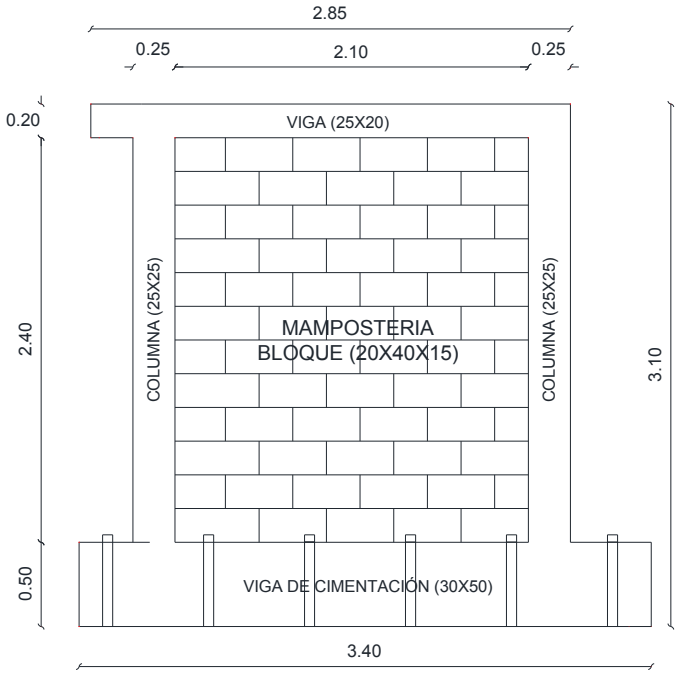
1.5 METODOLOGÍA

1.5.1 DESCRIPCIÓN DE MODELOS

Para llevar a cabo este proyecto se realizó tres ensayos en dos modelos de panel de relleno los cuales estuvieron sometidos a una carga lateral cíclica en la parte superior en la viga superior hasta llegar al colapso. En la figura 1.6 se muestra el esquema típico que se elaboró para los dos modelos.

El modelo de pórtico con panel de relleno es igual al visualizado en la figura 1.6, consta de una viga de cimentación de 30x50cm, columnas 25x25cm, mampuestos 20x40x15 y una viga 25x20. Además 6 anclajes a una losa de reacción, estos anclajes dan una estabilidad al modelo evitando fallas por volcamiento o deslizamiento.

Fig. 1.6: Configuración del modelo ensayado



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Segundo modelo tienes las mismas dimensiones del primer modelo salvo que este va estar reforzado con una malla electrosoldada de ϕ6mm@10cm de tipo R-283 embebida con 2,5cm de mortero.

1.5.2 PROCESO CONSTRUCTIVO

El primer elemento en ser construido es la viga de cimentación de hormigón armado que simula el empotramiento de la estructura, se consideró que los armados de las columnas estén embebidas en la cimentación. La cimentación se ancla a una losa de reacción mediante ejes de anclaje, a los cuales se les verificó su resistencia a corte y tracción que produce la carga lateral para así prevenir fallas por deslizamiento y volcamiento.

Una vez terminada la viga de cimentación se procede con el armado e encofrado de columnas, para terminar con el vertido del hormigón. Fraguado el hormigón de

las columnas se procedió con la colocación del panel de relleno. Y para terminar con el armado, encofrado y vertido de hormigón de la viga, embebida en ella los tensores para la conexión a la placa para el ensayo.

Al término del primer ensayo al primer modelo se reparará y se colocará la malla electrosoldada al panel de relleno separándola 1cm de la misma y binchas a cada 60cm embebida en 3cm de mortero.

Para el segundo modelo se colocó la malla electrosoldada en ambas caras del panel de relleno sin separación alguna, la cual va estar sujetada con clavos de acero de 2” embebido con 2,5cm de mortero.

1.5.3 ENSAYOS

1.5.3.1 Ensayos a materiales

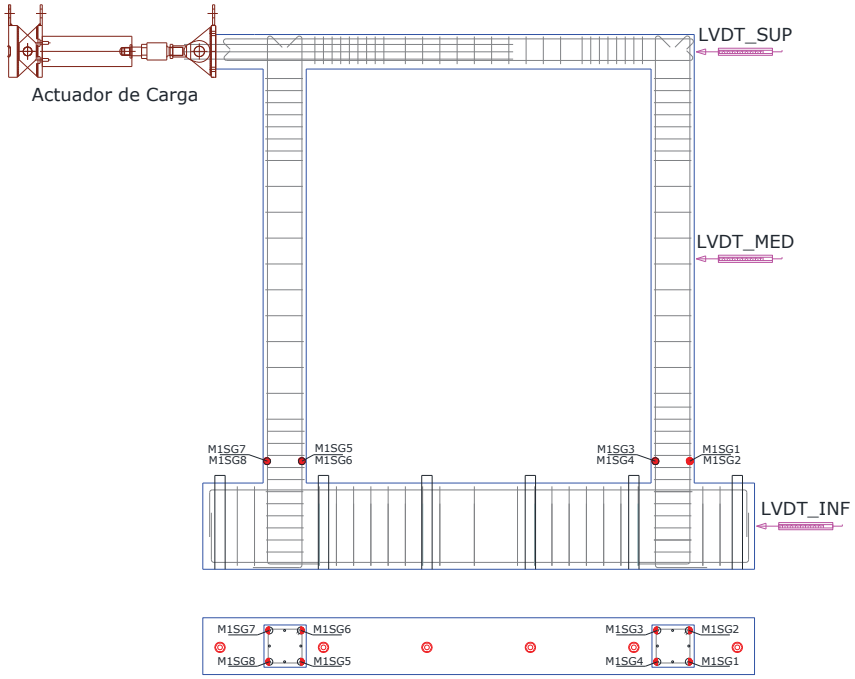
Se realizó ensayos a materiales que fueron utilizados en los modelos tales como:

- Ensayos a compresión del bloque
- Dosificación del Hormigón
- Ensayos a compresión del hormigón
- Ensayos a compresión del mortero
- Resistencia a tracción de varillas corrugadas de acero

1.5.3.2 Ensayos a modelos

La configuración de los ensayos se siguió la mostrada en la figura 1.7 donde se muestra la ubicación de los LVDT, strain-gages y el armado típico del actuador de carga que se utilizó.

Fig. 1.7: Esquema de ensayo



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Se realizó tres ensayos a carga lateral cíclica a los modelos construidos.

El primer ensayo se lo realizó al panel de relleno sin reforzamiento hasta visualizar un daño considerable en el panel, pero sin ningún daño estructural, dado esta condición podrá ser reparada.

Segundo ensayo se realizó al segundo modelo y de igual manera se aplicó la carga lateral cíclica, pero esta vez se fue incrementando la carga hasta llevarlo al colapso.

Tercer ensayo se lo realizó al primer modelo salvo que ya se lo rehabilito reforzándolo con la malla electrosoldada, y de igual manera se aplicó la carga lateral cíclica hasta llevar al modelo a su colapso.

Obtenido los resultados de carga y desplazamiento lateral de los tres ensayos se procede a la calibración de modelos analíticos y al término lograr un análisis comparativo entre los diferentes modelos, obtener conclusiones y recomendaciones para un adecuado uso del sistema constructivo.

CAPÍTULO 2

MATERIALES E INSTRUMENTACIÓN

2.1 MATERIALES

Los materiales utilizados en el estudio fueron ensayados anteriormente para obtener sus propiedades y así poder ingresarlos en modelos analíticos. Los ensayos fueron realizados en el laboratorio de ensayo de materiales de la y mecánica de suelos de Escuela Politécnica Nacional (LEMSUR) siguiendo normas ASTM (American Society for Testing and Materials) y INEN (Instituto Ecuatoriano de Normalización).

2.1.1 ACERO

El acero de refuerzo que se utilizó en los modelos será de varillas corrugadas de diámetro 10, 12 y 18 mm de diámetro y cumplen con las normas NTE INEN 1511, ASTM A-82, ASTM A-496, las cuales serán utilizadas en las columnas, viga superior y viga de cimentación del modelo. Las propiedades que se muestran en la tabla 2.1. se obtuvieron de los ensayos a tracción desarrollados en el Laboratorio de Análisis de Esfuerzos y Vibraciones (LAEV) de la Facultad de Ingeniería Mecánica de la Escuela Politécnica Nacional.

Tabla 2.1: Propiedades del acero

Diámetro mm	Carga Máxima N	Límite de Fluencia Mpa	Resistencia a la Tracción Mpa	Elongación en 200 mm %
10	47,9	450	610	19,9
10	48	449	611	21,2
10	47,9	459	610	21,1
12	64,5	417	570	24,1
12	64,2	414	568	23,2
12	64	417	566	23,2

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

2.1.2 HORMIGÓN

El hormigón utilizado en la cimentación, columnas y viga tiene una dosificación para una resistencia a la compresión de 210 kg/cm2 a los 28 días, para obtener esta resistencia la dosificación estuvo sujeta a pasos establecidos. Estos pasos toman en cuenta las relaciones básicas entre los componentes previamente establecidos por el ACI-318, para obtener una relación óptima. (Luna, 2014)

Las propiedades de los agregados y del cemento tienen un marcado efecto en la resistencia y durabilidad del hormigón, así como también la cantidad de agua de mezclado necesaria para su apropiada manipulación y colocación en obra.

La siguiente información básica debe obtenerse previo al cálculo de las proporciones:

De los agregados fino y grueso:

- Análisis de tamizado o granulometría y Módulo de finura
- Densidad real en estado saturado o con superficie seca (Dsss)
- Porcentaje de absorción
- Peso unitario compactado y suelto (densidad aparente)

Del cemento:

- Tipo de cemento
- Densidad real

- Densidad aparente suelta

Adicional a esto se requiere conocer la humedad de los agregados para hacer las respectivas correcciones en campo. (Luna, 2014)

Una vez obtenidos estos resultados y siguiendo los pasos sugeridos en la dosificación se obtuvo una dosificación por peso de 0,57: 1: 2,57: 2,72 se consideró un tamaño de agregado grueso de 1 in y contenidos de humedad.

2.1.3 MALLA ELECTROSOLDADA

La malla electrosoldada que se utilizó está formada por varillas corrugadas de Ø=6mm y con una separación entre varillas de 10cm, cuyo fy=5000 kg/cm2. Esta malla es conocida comercialmente como R-283 y cumple con la norma NTE INEN-2209.

Tabla 2.2: Propiedades de la malla electrosoldada

Diámetro mm	Carga Máxima N	Límite de Fluencia Mpa	Resistencia a la Tracción Mpa
6	17,2	480	608
6	17,9	486	633

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

2.1.4 BLOQUE DE HORMIGÓN

Para la elaboración de este proyecto se utilizó un bloque tipo B, con unas medidas aproximadas de 40x20x15cm. En la Tabla 2.3. se muestra el promedio de las propiedades de los bloques ensayados a compresión.

Tabla 2.3: Propiedades de bloques

LARGO (cm)	PROFUNDIDAD (cm)	ALTURA (cm)	PESO (kg)	ESFUERZO (kg/cm2)
40,14	14,9	20,04	11024,91	19,6

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

2.1.5 MORTERO

Para el mortero tanto para el panel de relleno como para el mortero de enlucido del enchapado se utilizó la norma NTE INEN-2518, en donde se tomó una dosificación a volumen de 1:3 (Cemento: Árido fino). En la tabla 2.4 nos muestras las propiedades del ensayo a compresión.

Tabla 2.4: Propiedades de mortero del panel de relleno

No.	Día	Peso gr.	Carga t	Esfuerzo Kg/cm2
1	28	270,9	2,85	114
2	28	269	2,56	102,4
3	28	270,8	1,53	61,2
			Promedio	92,53

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Tabla 2.5: Propiedades de mortero del panel de relleno

Mortero enlucido mampostería reparada				
No.	Día	Peso gr.	Carga T	Esfuerzo Kg/cm2
1	33	243,3	0,85	34
2	33	241,2	0,875	35
3	33	241,5	0,9	36
			Promedio	35,00

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Tabla 2.6: Propiedades de mortero para enchapado del panel de refuerzo

No.	Día	Peso gr.	Carga t	Esfuerzo Kg/cm2
1	65	270,9	3,49	139,6
2	65	269	3,64	145,6
			Promedio	142,60

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

2.2 HERRAMIENTAS Y EQUIPOS

Los equipos de medición para los ensayos de los modelos fueron proporcionados por el Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional (CIV), estos equipos se utilizaron para la transmisión de carga y para medir deformaciones.

Para el equipo de transmisión de carga se utilizó un gato hidráulico de 100t de capacidad, este gato está unido a una celda de carga la misma que puede medir cargas cíclicas hasta 20t, estas cargas serán introducidas por medio de bombas.

Para el acople de la pared al gato se utilizaron varillas roscadas de 18mm en el cual se colocará una placa y esta se unirá al gato hidráulico.

Todo este equipo se sujetó al muro de reacción existente del Centro de Investigación de la Vivienda.

En resumen, los equipos utilizados son los siguientes:

- Cilindro hidráulico ENERPAC de embolo sólido, de doble acción con capacidad de 100t para aplicación de carga lateral. (Fig. 2.1)
- Celda de carga HBM-HOTTINGER BALDWING C6A#76941- con capacidad de 20t. (Fig. 2.2)
- Bomba ENERPAC con capacidad de 100t (Fig. 2.3)
- Mangueras de presión ENERPAC con capacidad de 20000Psi. (Fig. 2.4)
- Placa de unión pared – Gato hidráulico (Fig. 2.5)

- Acople para muro de reacción y gato hidráulico. (Fig. 2.6)
- Sistema UPM100 HBM de 80 canales para recopilación y proceso de datos de carga y deformación de manera digital. (Fig. 2.7).
- Deformímetros LVDT (Fig. 2.8).

Fig. 2.1: Gato hidráulico de capacidad 100 toneladas

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 2.2: Celda de carga cíclica con capacidad de 20 toneladas

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 2.3: Bomba ENERPAC con capacidad de 100 toneladas

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 2.4: Mangueras de presión ENERPAC con capacidad de 20000 Psi

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 2.5: Placa de unión Pared-Gato Hidráulico

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 2.6: Acople para muro de reacción y gato hidráulico

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 2.7: Sistema UPM100 HBM de 80 canales

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 2.8: Deformímetros LVDT

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Los strain-gauges que se utilizó son para medir deformaciones unitarias, estos se colocaron en el acero longitudinal de las columnas de cada pórtico a una distancia de aproximadamente 15cm de la cimentación, y con esto se podrá conocer el comportamiento del acero de refuerzo en el ensayo.

Fig. 2.9: Strain – Gauges

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 2.10: Colocación de Strain-Gauges en acero de refuerzo

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS Y DISEÑO DEL PÓRTICO

3.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO

Para considerar las dimensiones del pórtico se tomó en cuenta la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC15_SE_VIVIENDA) capítulo destinado a viviendas de hasta 2 pisos con luces hasta 5m, en donde se habla de los requerimientos mínimos que debe cumplir una vivienda.

Las dimensiones escogidas para las columnas del modelo son de 25x25cm En cuanto a las vigas de 25x20cm para que resista la carga aplicada en el ensayo.

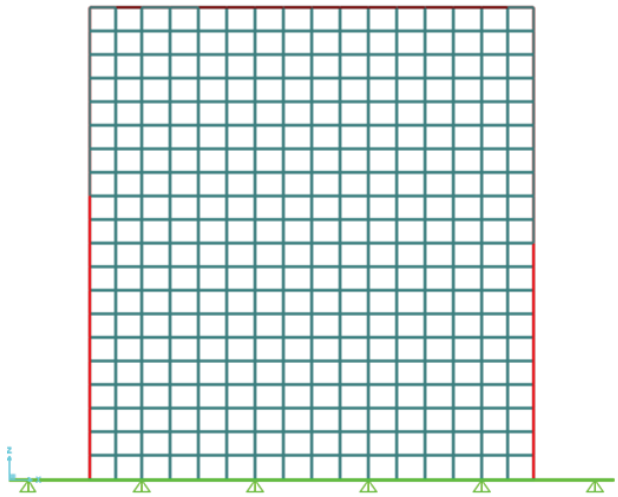
En cuanto a la viga de cimentación, esta fue sobredimensionada para evitar fallas por volcamiento y deslizamiento, con una dimensión de 30x50cm ocupamos un espacio restringido en la losa de reacción y con la altura se tiene una mejor capacidad de la viga a la flexión.

3.2 DISEÑO Y ARMADO DEL MODELO

3.2.1 CIMENTACIÓN

Se desarrolló un modelo en SAP2000 como se observa en la figura 3.1 para verificar las acciones internas de corte y flexión de la interacción pórtico-mampostería tanto en vigas, columnas y cimentación sometida a una carga lateral de 20t, esta carga es definida por la capacidad de la celda de carga del Centro de Investigación de la Vivienda.

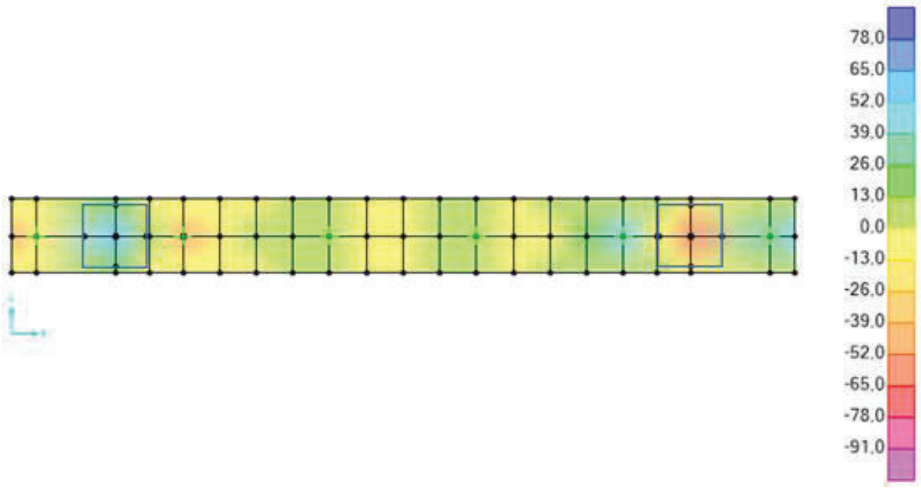
Fig. 3.1: Modelo desarrollado en SAP2000



FUENTE: SAP2000

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 3.2: Distribución de esfuerzos de cimentación.



FUENTE: SAP2000

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

En la figura 3.2 se muestran zonas que pertenecen la conexión entre columna-cimentación donde existe la mayor concentración de esfuerzos, en la parte central de la columna se encuentran valores de 56,23 T/m2 (zona de tracción) y 59,56 T/m2 (zona de compresión) mientras que en la zona de la cara de columna se encuentran

valores de varían de 25 a 30 t/m2 tanto en la zona de compresión como en la de tracción. Se supone que debido a la conexión superficial entre elementos se obtuvo esos resultados lo que se tomara en cuenta en el diseño.

Para el diseño del armado se tomó las ecuaciones establecidas y los coeficientes dados en el ACI-318.

$$K = \frac{M}{\phi * f'c * b * d\text{^}2} \qquad (3.1)$$

$$\rho = \frac{f'c}{fy} * \left(\frac{1-\sqrt{1-2.36*K}}{1.18}\right) \qquad (3.2)$$

$$s = \rho * Ag \qquad (3.3)$$

Donde:

M = Momento flector actuante

Φ = Coeficiente de reducción por flexión

f´c = Resistencia a compresión del hormigón

b = Base de la sección transversal

d = Altura efectiva de la sección transversal

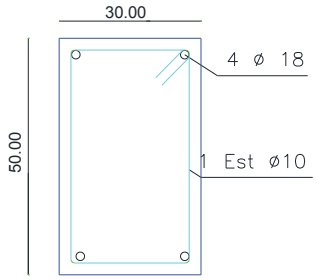
fy = Resistencia a la fluencia del acero

Ag = Área bruta de hormigón

ρ = Cuantía de acero

Obteniendo un refuerzo longitudinal de 2ϕ18 en la parte superior como inferior, como se puede observar en la figura.

Fig. 3.3: Detalle del armado de la viga de cimentación



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

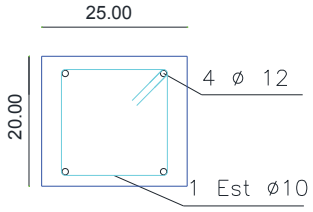
3.2.2 VIGA

Para el diseño de la viga superior se considera que como es un elemento que está sujeta a una carga a compresión se calcula con la siguiente expresión:

$$P = 0{,}85f'c * Ag + As * fy \qquad (3.4)$$

Para una carga de 20T se obtiene una Ag= 91,45cm2 armada con una cuantía de acero de 0,01, por lo tanto, la sección asumida anteriormente de 25x20cm cumple con la carga máxima aplicada.

Fig. 3.4: Detalle del armado de viga superior

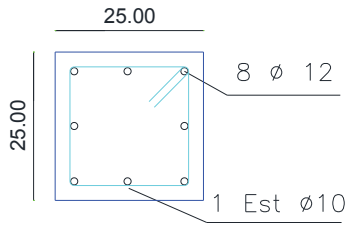


ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

3.2.3 COLUMNA

Para el diseño de las columnas se tomó una cuantía de acero mínima de 0,01 según el ACI-318.

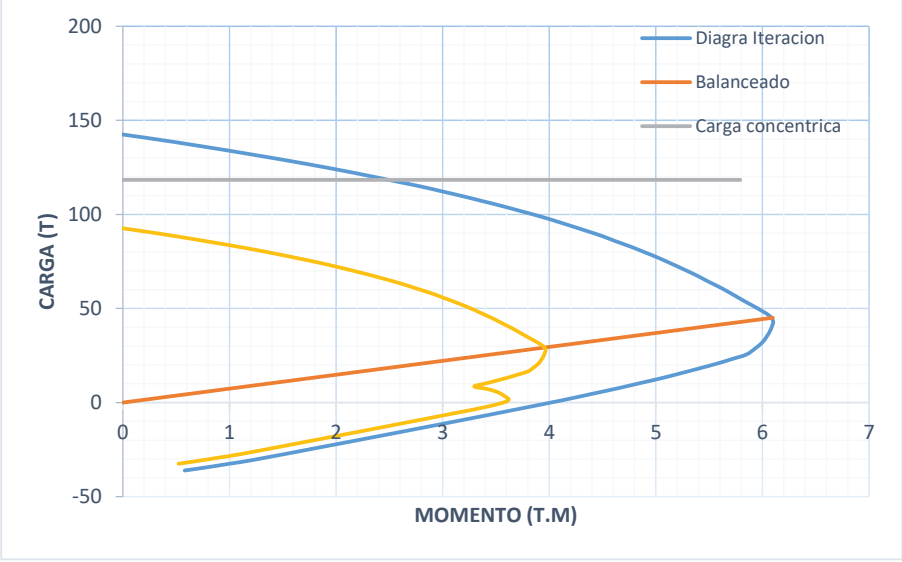
Fig. 3.5: Detalle del armado de columna



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

En la figura 3.6 se muestra el diagrama de iteración de cargas admisibles y ultimas de la columna.

Fig. 3.6: Diagrama de iteración de columna

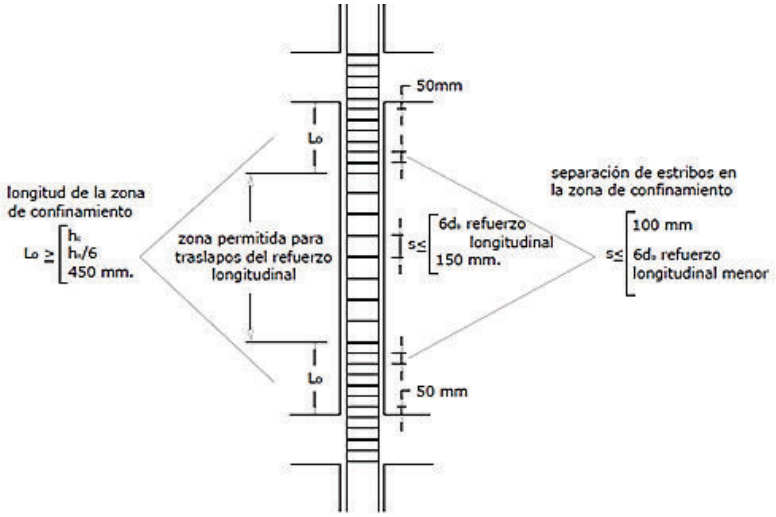


ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

3.2.4 ACERO TRANSVERSAL

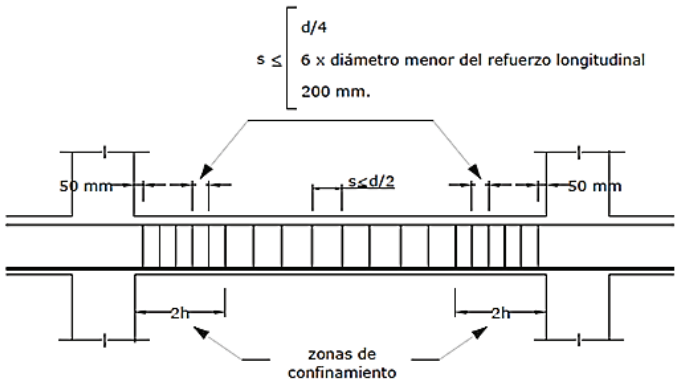
Para el espaciamiento de estribos en los elementos se tomó como referencia la NEC15_SE_HM capitulo perteneciente a estructuras de hormigón armado.

Fig. 3.7: Separación de estribos para columnas



Fuente: NEC15_SE_HM

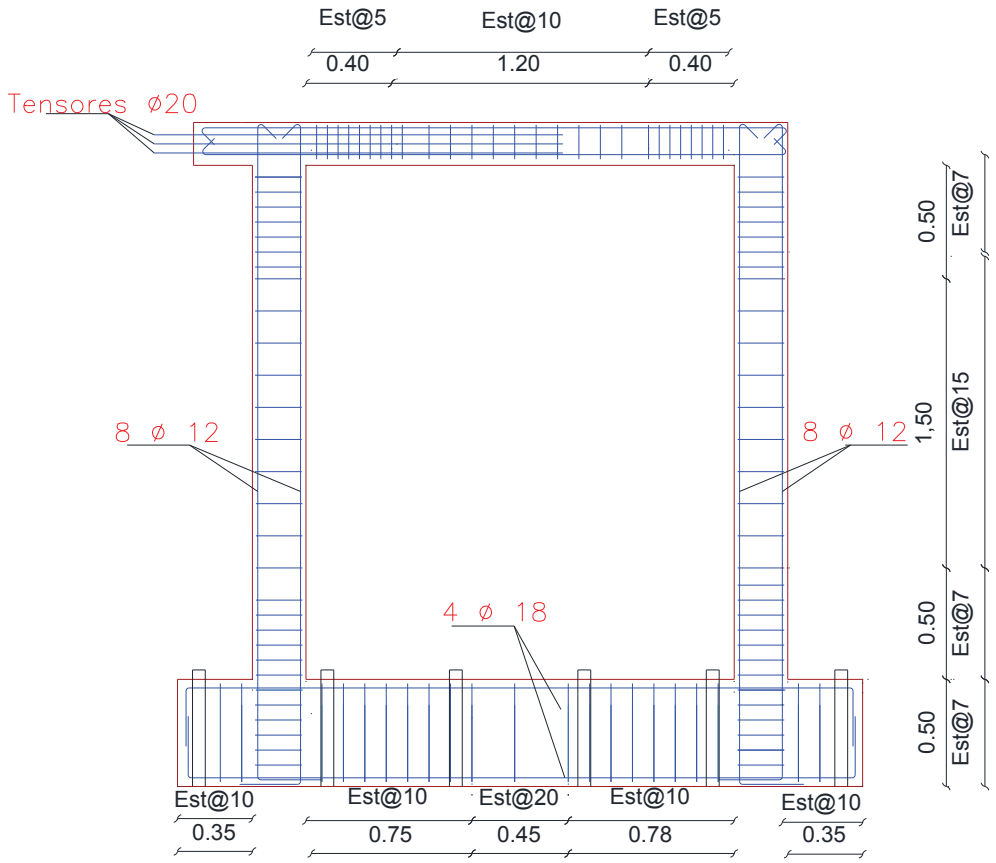
Fig. 3.8: Separación de estribos para vigas



Fuente: NEC15_SE_HM

En la viga superior se colocan 4 tensores de ϕ20 para ser roscados a un diámetro de ϕ18 y así poder colocarlos en una placa de carga del gato hidráulico En la figura 3.9 se muestra en armado completo del modelo construido.

Fig. 3.9: Detalle del armado del modelo



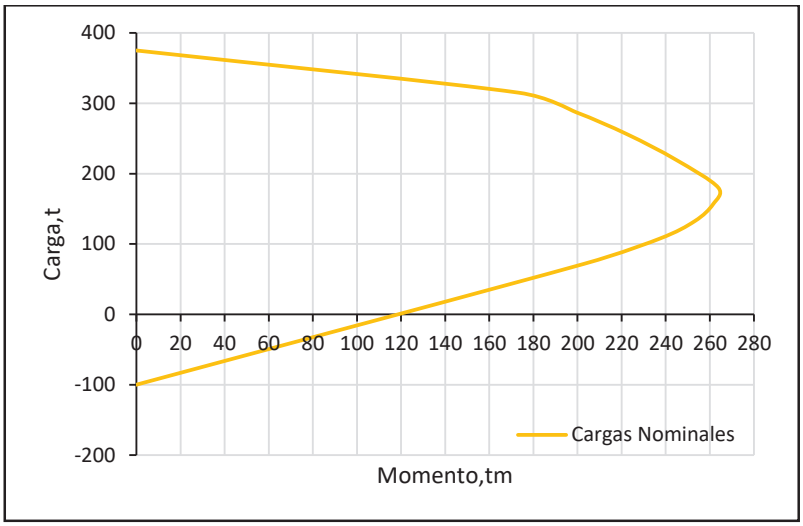
ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

3.2.5 MAMPOSTERIA REFORZADA

Para conocer el tipo de malla electrosoldada que se colocó, se tomó la recomendación de la ACI-318-11 donde se recomienda una cuantía de acero de 0,0025 para mampostería reforzada, dando como resultado una malla de

Φ4mm@10cm con el siguiente diagrama de iteración. Los diagramas de iteración se los realizo en Sap2000 con la opción de Section Designer.

Fig. 3.10: Diagrama de iteración del panel reforzado con malla electrosoldada Φ4mm@10cm

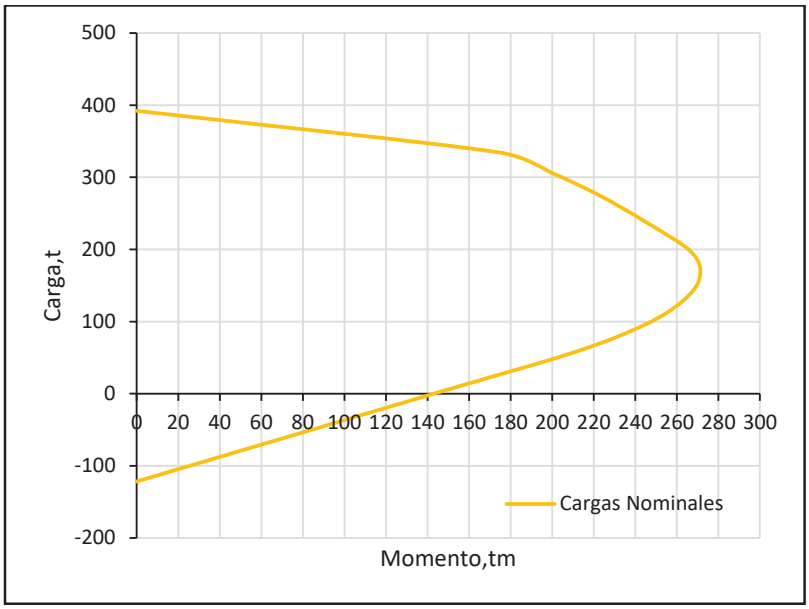


FUENTE: Sap2000

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Se obtiene un momento a carga 0t de 118,5tm y como se tenía una incertidumbre acerca del comportamiento del panel que ha sufrido daño se optó por aumentar el diámetro de la malla a un Φ6mm@10cm, para así asegurar un mejor comportamiento en el modelo. Al aumentar el acero de la malla, la capacidad del panel de relleno aumenta aproximadamente un 20%, como se lo puede observar en la figura 3.11 el momento que se obtiene en el diagrama de iteración a una carga 0t es de 143tm.

Fig. 3.11: Diagrama de iteración de mampostería reforzada con malla electrosoldada Φ6mm@10cm



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

FUENTE: Sap2000

3.2.6. VERIFICACIÓN A CORTE DE LA MAMPOSTERIA

Para la verificación a corte se utilizó la Norma Técnica E.070 Albañilería Peruana la cual establece que para obtener la resistencia a fuerza cortante de muros de albañilería con unidades de arcilla y de concreto tanto para carga lateral y para carga gravitacional se utiliza la fórmula 3.5.

$$Vm = 0{,}5v'm. \propto . t. L + 0.23Pg \qquad (3.5)$$

Donde:

v´m= Resistencia propia a corte del panel del panel de relleno

$$Ve = \sqrt{f'm}\ (kg/cm^2) \qquad (3.6)$$

Pg= Carga gravitacional de servicio con reducción de carga según NTE E.030 Diseño sismoresistente.

t= Espesor efectivo del muro del panel de relleno.

L= Longitud total del muro (en caso de muros confinados incluir columnas).

∝= Factor de reducción de resistencia al corte producido por efectos de esbeltez.

$$\frac{1}{3} \leq \propto = \frac{VeL}{Me} \leq 1 \qquad (3.7)$$

Se utilizó la ecuación 3.5 y se obtuvo una resistencia al corte del panel de Vm= 6.64t, este resultado es comparado con la fórmula propuesta por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (Capítulo de mampostería estructural) y se tomó el mayor valor entre las ecuaciones 3.5 y la ecuación 3.8.

$$Vm = 0.2Amv\sqrt{f'm}\ \ (N) \qquad (3.8)$$

Donde:

Vm= Resistencia a corte nominal del panel de relleno.

Amv= Área efectiva para determinación de los esfuerzos de corte en mm2, cuando las fuerzas de cortante son paralelas al plano del muro se tomará como el ancho efectivo del alma por la longitud total del muro medida desde los centros de las columnas de borde.

$$Amv = 150mm * 2350mm = 352500mm2$$

f´m= Resistencia del panel de relleno en MPa.

$$Vm = 0.2 * 352500\sqrt{0.95}\ \ (N)$$

$$Vm = 68174.9\ N = 7.00t$$

Con la ecuación 3.8 se obtiene un valor de Vm = 7.00t por lo cual se tomó este valor como un aproximado para la resistencia del panel en el ensayo.

3.2.7. VERIFICACION A CORTE DEL ENCHAPADO

Para la verificación de resistencia a corte del enchapado se consideró las dos capas de reforzamiento en el muro de mampostería suponiendo un diafragma y para esto se utilizó el código ACI-318-11, y la fórmula 3.9 obtenida del capítulo correspondiente a disposiciones generales a diseño sísmico.

$$Vn = Acv(\propto_c \sqrt{f'c} + \rho_t fy) \qquad (3.9)$$

Donde:

Vn= Resistencia al corte del enchapado.

Acv= Área bruta de la sección de reforzamiento por la longitud de la sección en dirección a la fuerza de corte.

$$Acv = e * l$$

$$Acv = 6cm * 260cm = 1560cm2$$

$\propto_c$ = Coeficiente definido por la relación de la altura y la longitud del muro igual a 0.8 si hw/lw ≤1.5 y 0.53 para hw/lw ≥2.0, según las condiciones del modelo se toma un coeficiente de 0.8.

f´c= resistencia a compresión del mortero de enchape.

ρ_t = Cuantía del refuerzo transversal distribuido al área bruta de concreto de una sección perpendicular a este refuerzo.

$$\rho_t = \frac{As}{Ach} \qquad (3.10)$$

$$\rho_t = \frac{0.28cm2*2}{6cm*20cm} = 0.00467$$

As= Área de acero resistente a corte.

Ach= Área de sección transversal.

fy= Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo.

$$Vn = 1560(0.8\sqrt{140} + 0.00467 * 4928)$$

$$Vn = 1560(9{,}46 + 23{,}00)$$

$$Vn = 50{,}63\ t$$

La importancia de tener un buen anclaje horizontal es porque la capacidad de la malla es reducida a la mitad ya que solo la mitad del acero transversal está anclado a las columnas, por lo que se debería colocar chicotes de anclaje con una separación igual a la separación que presenta la malla electrosoldada y se tendría que hacer una verificación para el espaciamiento.

3.3 VERIFICACIÓN AL VOLCAMIENTO Y DESLIZAMIENTO

En el modelo desarrollado en SAP2000 se colocó apoyos simples para simular los anclajes a la losa de reacción, las reacciones que se obtuvieron se muestran en la Tabla 3.1. Se muestra que los anclajes van a tener una fuerza máxima a tracción de 11,84t valor que se va a tomar en cuenta al momento de anclar a la losa de reacción con ese evitar el volcamiento. Mientras que el cortante que debe soportar cada anclaje es de 5,3t.

Tabla 3.1: Reacciones en los apoyos modelo SAP2000

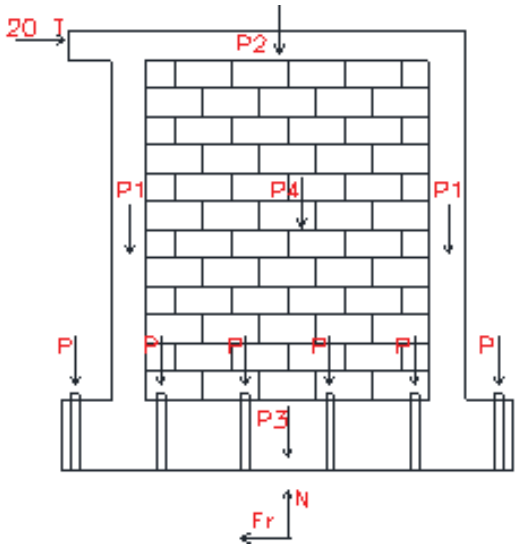
TABLE: Joint Reactions					
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf
1	DEAD	LinStatic	0,00	0,00	-8,76
2	DEAD	LinStatic	-5,09	0,00	-11,84
3	DEAD	LinStatic	-4,77	0,00	0,62
4	DEAD	LinStatic	-4,84	0,00	0,69
5	DEAD	LinStatic	-5,30	0,00	13,42
6	DEAD	LinStatic	0,00	0,00	9,41

Fuente: SAP2000

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Para el deslizamiento se analizó el siguiente diagrama de cuerpo libre, donde la fuerza de corte que se colocó es la máxima posible por la celda de carga. Con este cálculo se podrá conocer la carga de pre esfuerzo aplicado en los pernos de anclaje. (Anasi & Arévalo, 2015)

Fig. 3.12: Diagrama de cuerpo libre del modelo



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

$$P = (Fr/\mu - w)/6 \qquad (3.12)$$

Donde:

W = Peso propio de la estructura

μ = Coeficiente de fricción

Fr = Fuerza de rozamiento

P = Fuerza de pre-esfuerzo de los pernos

Desarrollada la ecuación 3.12 se obtiene un valor de P=10,6t (6500 Psi) de pre-esfuerzo.

CAPÍTULO 4

CONSTRUCCIÓN DE MODELOS

4.1 CONSTRUCCION DE MODELOS

Para el proceso de construcción de los modelos en el Centro de Investigación de la Vivienda, se ubicaron los ejes para así colocar el encofrado y las respectivas armaduras. Los encofrados colocados corresponden a las vigas de cimentación las cuales tienen una medida de 30x50cm y con una longitud de 3.40m, y aquí se puso tubería PVC de 3” para el paso de los ejes para el empotramiento, una vez colocados todos estos materiales se procedió a verter en hormigón las vigas de cimentación.

Fig. 4.1: Colocación de armadura y encofrado

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 4.2: Vista de vigas de cimentación

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Una vez desencofradas las vigas de cimentación se determinó la ubicación de los strain-gauges, los mismos que se ubicaron en las bases de las columnas. Se los colocó en una zona adecuada la cual facilite la colocación y toma de datos.

Los strain-gauges se soldaron a cables para luego a través del UPM se puedan leer y controlar las deformaciones unitarias de cada varilla, además luego de su colocación se procedió a aislar el mismo con fin de que al momento del vertido del hormigón no sea afectado y cause un mal funcionamiento.

Fig. 4.3: Colocación de strain-gauges

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Se comenzó con el armado de los encofrados de las columnas, las mismas tienen una dimensión de 25x25cm y tendrán una altura de 2.60m.

Una vez colocado los encofrados se procedió a verter el hormigón en las columnas, ya que la dosificación prevista en laboratorio puede tener algunos cambios durante la construcción de las columnas, se sustrajeron tres muestras para luego de los ensayos comprobar la resistencia real de las columnas.

Fig. 4.4: Colocación de encofrados para columnas

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Los encofrados tienen orificios en toda su longitud para la colocación de varillas las cuales sirven como chicotes para que se adhiera de una mejor manera el panel de relleno con el pórtico y también para la fácil colocación de la malla electrosoldada. Los mismos se colocarán cada dos hiladas de bloques.

También se colocó varillas de 6mm para unir la malla electrosoldada con la columna y así se tendrá un comportamiento monolítico. Estos se los colocó a cada 20cm con una longitud de traslape de 20cm tal como se recomienda en ACI-318 en el capítulo 12.

Fig. 4.5: Encofrado de columnas y colocación de chicotes

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Una vez fraguado el hormigón de las columnas se procedió a la colocación de los ejes para empotramiento de los modelos, ya colocadas las mismas se comenzó a colocar los bloques del panel.

Fig. 4.6: Colocación de ejes de empotramiento

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

El panel de relleno es conformado hilada por hilada y pegándola con mortero hasta llegar al nivel de las columnas. Para comprobar la resistencia del mortero se sustrajeron muestras las cuales fueron comprobadas sus resistencias después de ensayar los modelos.

Fig. 4.7: Ubicación de bloques y unión con chicotes

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 4.8: Construcción del panel de relleno

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Terminado la colocación del panel de bloque se comenzó la construcción y armado de las vigas, además se colocaron dentro del armado de las vigas los tensores.

Fig. 4.9: Ubicación de armado de viga

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 4.10: Colocación de varillas roscadas para anclaje de gato hidráulico

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 4.11: Encofrado de vigas

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Se armó el encofrado de las vigas y de procedió a la fundición de las mismas, para esto se recogió 3 muestras del hormigón antes del vertido para luego comprobar su resistencia después de los ensayos de los modelos.

Fig. 4.12: Vertido de hormigón en vigas

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 4.13: Modelo terminado

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

4.2 REFORZAMIENTO SEGUNDO MODELO

Se procedió al reforzamiento del segundo modelo, este reforzamiento consistió en colocar la malla electrosoldada en el panel de relleno y por medio de clavos de acero el cual fueron colocados cada 50cm a lo largo y ancho para evitar que la malla se deforme fuera del plano, también se unión a la malla electrosoldada a chicotes que fueron colocados en las columnas y vigas para que tuviera un comportamiento monolítico pórtico-panel de relleno.

Fig. 4.14: Malla electrosoldada

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 4.15: Clavo de acero ubicado en el panel

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Se procedió con la colocación de la mezcla para el enlucido del panel, esta mezcla consistió en la de relación volumétrica fue de 1:3, de la cual se tomó muestras para obtener su resistencia después de los ensayos.

Fig. 4.16: Enlucido de pared

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 4.17: Enlucido terminado

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

4.3 REHABILITACIÓN DEL PRIMER MODELO

En la rehabilitación del primer modelo se colocó la malla electrosoldada de igual manera que el segundo modelo uniendo a los chicotes, pero esta vez se separó a

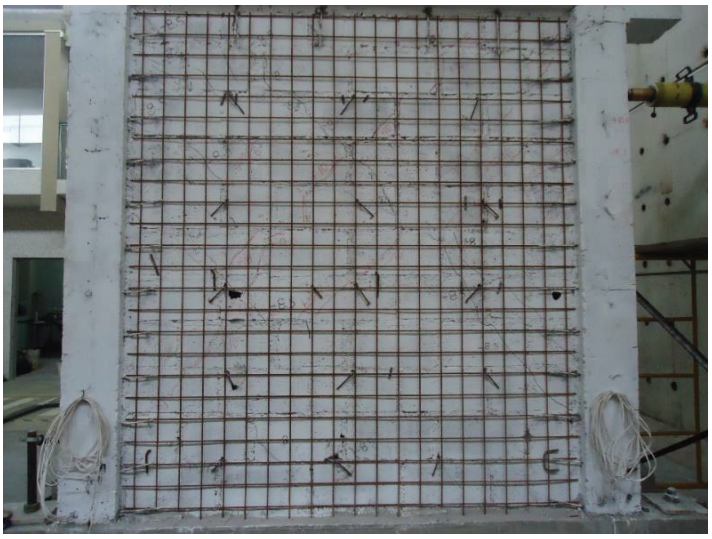
la malla 1cm del panel y se unieron las dos mallas por medio de binchas colocadas cada 60cm figura 4.18.

Las binchas son de 6mm de diámetro con ganchos de 10cm, para colocarlas se realizó orificios con taladro y brocas en el panel, para luego traspasar las binchas, pero previamente se dobló un extremo y ya ubicado en su posición se doblaba el otro extremo. Se debe verificar que los extremos de los ganchos deben estar lo más cerca posible del panel y envolver al menos uno varilla de la malla para así tener un mejor agarre con una inclinación a 135° (Troncoso , y otros, 2008) como se observa en la figura 4.19.

Fig. 4.18: Colocación de binchas

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 4.19: Reparación del primer modelo



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Ya ubicada la malla se procedió con el enlucido figura 4.20 y de igual manera se utilizó un mortero de dosificación al volumen 1:3 al cual se tomó muestras que fueron ensayadas después de realizar el ensayo al modelo.

Fig. 4.20: Enlucido del primer modelo

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DE RESULTADOS Y CALIBRACIÓN DE MODELOS

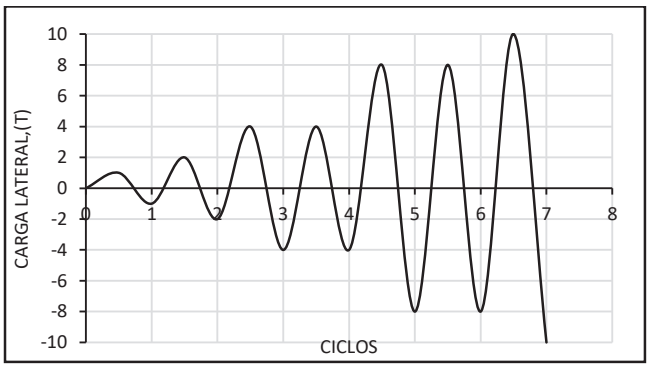
5.1 ENSAYOS EXPERIMENTALES

5.1.1 PROTOCOLO DE CARGA

La aplicación de la fuerza lateral siguió un control por carga con aumentos en cada ciclo hasta que se origine un desplazamiento considerado, desde ese instante el control se lo realizó por deslazamiento. Para los ensayos donde el modelo supera la celda de carga de 20T en un ensayo cíclico bidireccional se realizó un ensayo cíclico unidireccional para conocer la capacidad máxima del modelo.

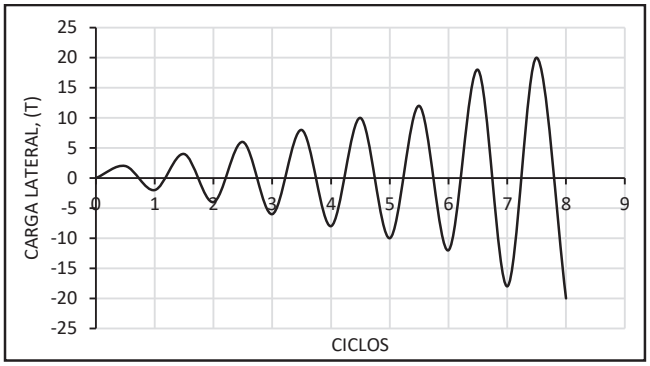
En las siguientes figuras se puede visualizar el protocolo de carga que se utilizó en cada ensayo.

Fig. 5.1: Protocolo de carga cíclico bidireccional– Panel de relleno



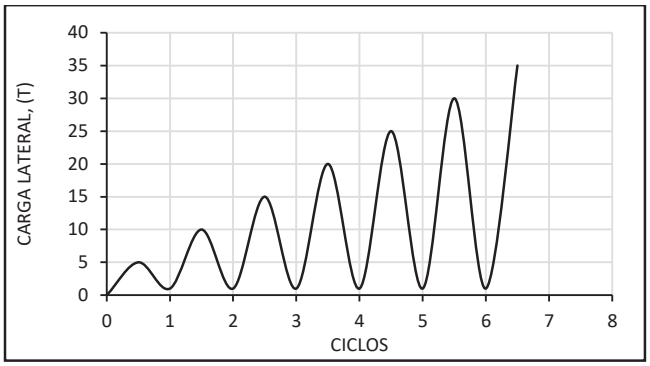
ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.2: Protocolo de carga cíclico bidireccional– Panel reforzado



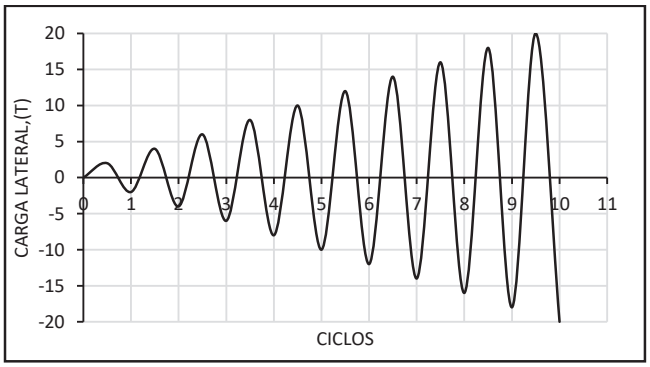
ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.3: Protocolo de carga cíclica unidireccional– Panel reforzado



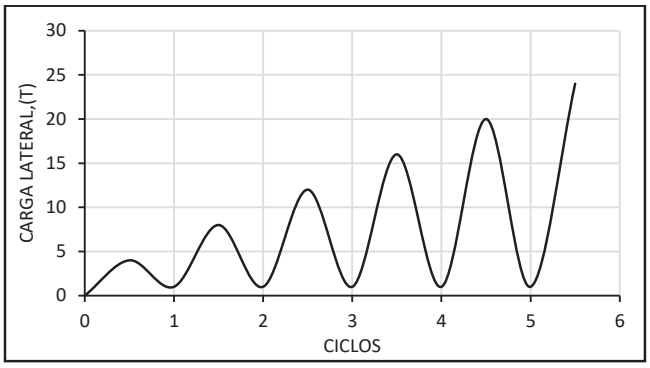
ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.4: Protocolo de carga cíclico bidireccional– Panel reforzado con daño previo



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.5: Secuencia de carga cíclica unidireccional - Panel reforzado con daño previo



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

5.1.2 ENSAYO PÓRTICO PANEL DE RELLENO

Para la realización del ensayo en el panel de relleno, se comenzó la aplicación del protocolo de carga mostrado en la figura 5.1, en donde se tomó mediciones y fotografías para cada ciclo y con esto detallar el progreso del daño.

Como se nota en la figura 5.6 y en la figura 5.7 el panel de relleno no presenta daños relevantes durante los primeros 4 ciclos de carga en donde la carga en el ciclo 4 fue de 4t en cargas de ida y regreso, y las deformaciones medidas por los LVDT no superan el milímetro de deformación en los dos sentidos.

Fig. 5.6: Carga de ciclo 1 de ida, 2t

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.7: Carga ciclo 4 de regreso, 4t

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Al finalizar con el ciclo 5 de carga se observa que no existen daños durante la carga de ida, pero al realizarse la carga de regreso a 8t se presentaron las primeras

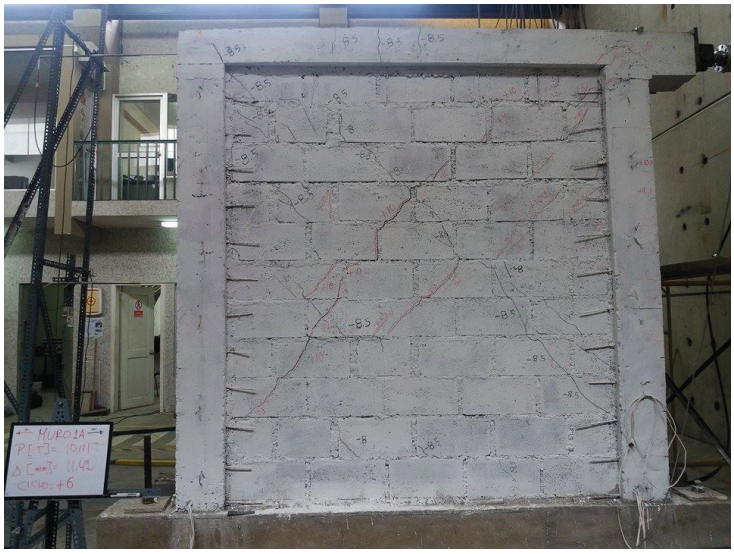
fisuras en la mampostería teniendo un desplazamiento de 1.9mm, en la figura 5.8 se muestra las primeras fisuras por tensión diagonal en bloques.

Fig. 5.8: Carga ciclo 5 de ida, 8t

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

El ciclo 6 a una carga de 10.1t y a un desplazamiento de 11.42mm se presentaron nuevas fisuras en la mampostería como se muestra en la figura 5.9, además se observó una fisura en la conexión viga-columna durante la carga de regreso.

Fig. 5.9: Carga ciclo 6 de ida, 10t



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

La carga máxima que se llegó al ciclo 6 de ida es de 10,11t con un desplazamiento de 11,42 mm y de regreso de 8,5t con un desplazamiento de 6,77mm. Se detuvo el ensayo en esas cargas debido que la conexión viga-columna tuvo una fisura de aproximadamente el milímetro de abertura cómo se detalla a continuación.

Fig. 5.10: Falla la conexión viga-columna

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

5.1.3 ENSAYO PÓRTICO PANEL DE RELLENO REFORZADO

Para el ensayo se procedió con el protocolo de carga mostrado en la figura 5.2, en donde se tomó mediciones y fotografías para cada ciclo y con esto observar el progreso del daño.

Durante los primeros 9 ciclos de carga se observó que el modelo no tuvo fisura alguna y a una carga de 12t en el ciclo 9 en ambas direcciones las deformaciones medidas tuvieron un máximo de 0.6mm en las figuras 5.11, 5.12 y 5.13 se detalla los ciclos.

Fig. 5.11: Carga ciclo 2 de ida, 4t

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.12: Carga ciclo 3 de ida, 8t

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.13: Carga ciclo 9 de regreso, 12t

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Se observó que el modelo no sufrió daño alguno, se aumentó la carga a 18t en el ciclo 10 en donde se observó la primera fisura como se muestra en la figura 5.14, esta fisura se localizó en la conexión viga-columna a una carga de regreso además se tuvo una deformación de 1.41mm. Figura 5.15

Fig. 5.14: Carga ciclo 10 de regreso, 18t

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.15: Fisura en la conexión viga-columna

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

En el ciclo 11 se presentaron fisuras por flexión en columnas también a una carga de 18t mostrado en la figura 5.16 y 5.17, mientras que los desplazamientos alcanzados son de 1.67mm en ida y 1.5mm en regreso.

Fig. 5.16: Carga ciclo 11 de ida, 18t

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.17: Fisura en columna ciclo 11 de regreso,18t

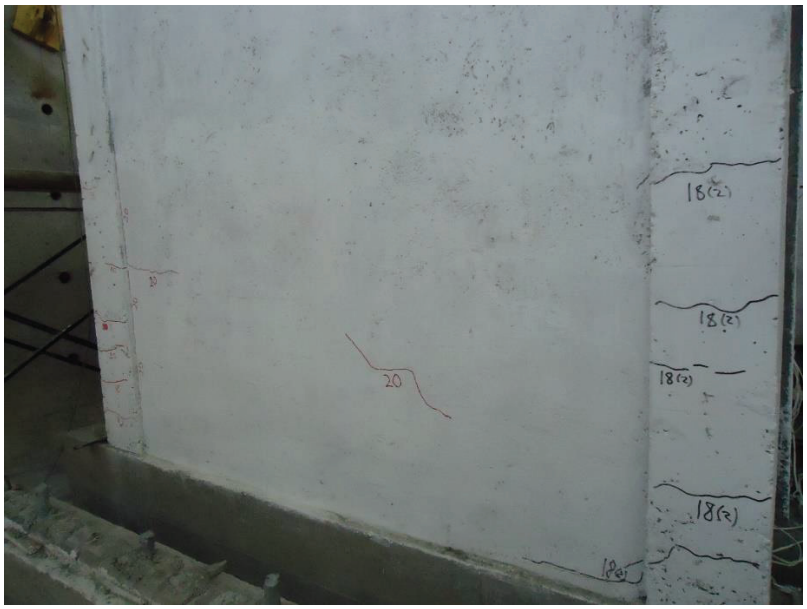
ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Para el ciclo 12 a una carga de 20t se presenció ya fisuras el panel reforzado, además se observaron nuevas fisuras por flexión en las columnas y se tuvo un desplazamiento de ida de 3.18mm y de regreso de 4mm como se muestra en la figura 5.18 y 5.19.

Fig. 5.18: Carga ciclo 12 de ida, 20t

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.19: Fisuras ciclo 12 de regreso, 18t

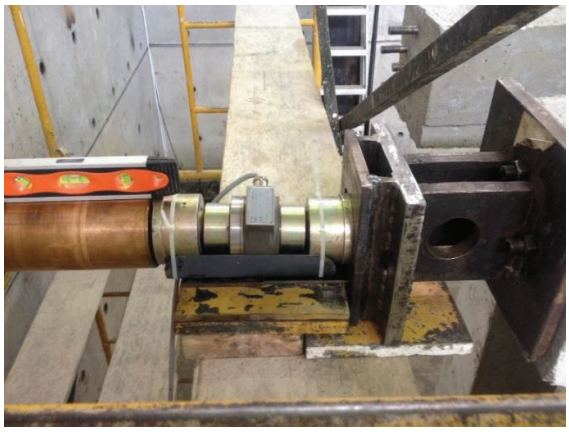


ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Se cambió a una celda de 50t para realizar el ensayo cíclico unidireccional como se muestra en la figura 5.20 para continuar con el protocolo mostrado en la figura 5.3.

El modelo no sufre cambios algunos en los ciclos inferiores a 20t, pero presentan un mayor desplazamiento debido a que su rigidez sufrió una degradación producido por el primer ensayo.

Fig. 5.20: Celda de carga de 50t de capacidad



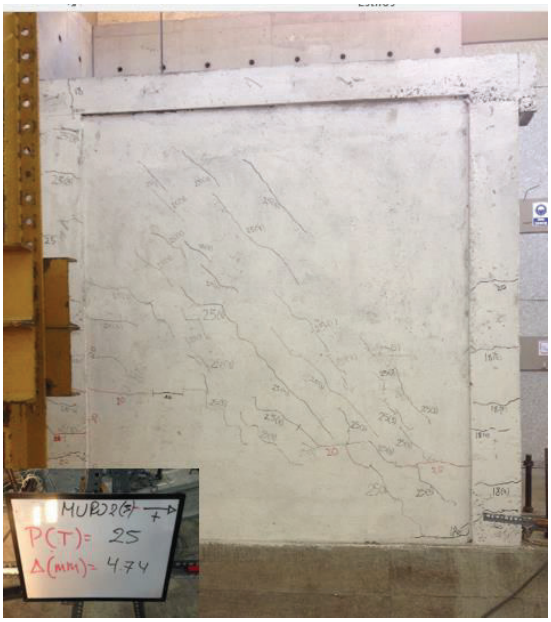
ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.21: Ciclo 4 cíclico unidireccional, 19t

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

En el ciclo 5 a una carga de 25t se presentaron mayores fisuras tanto en el panel reforzado como en el pórtico, las fisuras se concentran a lo largo de toda la diagonal de falla como se muestra en la figura 5.22. A esta carga se observó un desplazamiento de 4.74mm.

Fig. 5.22: Fisuras ciclo 5 cíclico unidireccional, 25t



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Además, la mampostería presento una elevación desde la viga de cimentación como se observa en la figura 5.23, esta fisura no sobrepaso el milímetro de abertura.

Fig. 5.23: Desprendimiento de mampostería de la cimentación

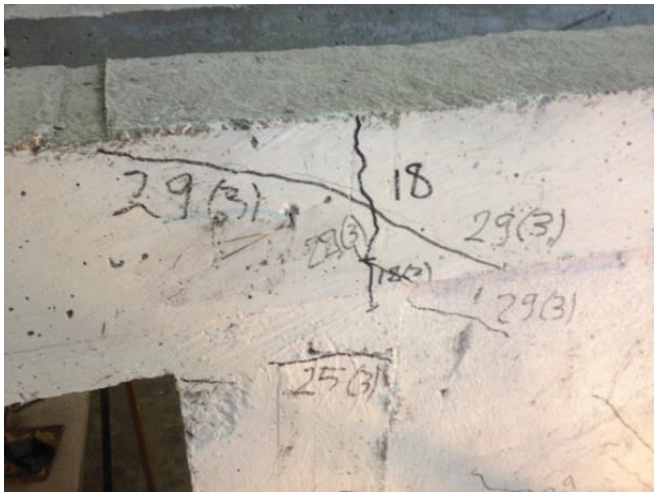
ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Para el ciclo 6 con una carga de 29t se produjo una deformación de 15.5mm, en esta carga se presentaron fallas tanto en la mampostería como en el pórtico como se ve en la figura 5.24, en cuanto en el panel reforzado aumento las grietas en la diagonal de falla, y en el pórtico se tuvo falla en la conexión viga-columna como se observa en la figura 5.25.

Fig. 5.24: Fisuras ciclo 6 cíclico unidireccional, 29t

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

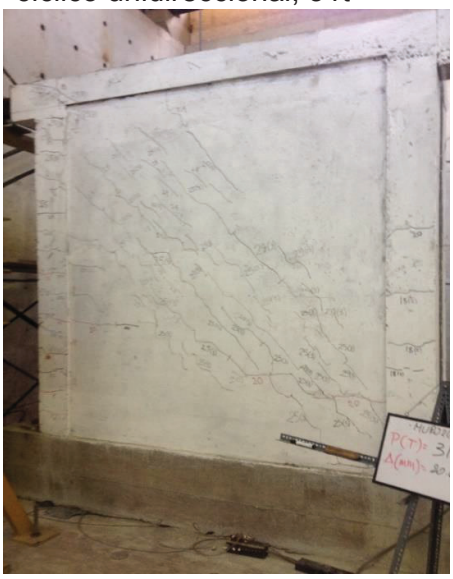
Fig. 5.25: Falla en la conexión viga-columna



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

En el ciclo 7 se llegó a una carga de 31t se tuvo un daño severo en el panel reforzado como del pórtico como muestra la figura 5.26 y se obtuvo un desplazamiento máximo de 20mm, además en la figura 5.27 se observa que la mampostería tuvo un mayor desprendimiento de la viga de cimentación, se presentaron desprendimientos del mortero desde la malla indicando la falla de la misma como se observa en la figura 5.28.

Fig. 5.26: Fisuras ciclo 7 cíclico unidireccional, 31t



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.27: Desprendimiento de mampostería

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.28: Desprendimiento de mortero

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

La falla del modelo ocurrió debido a una presencia de excentricidad al momento de aplicar la carga lo que provoco al final una falla de torsión en todo el modelo como se observa en la figura 5.29.

Fig. 5.29: Falla por torsión

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

5.1.4 ENSAYO PÓRTICO PANEL DE RELLENO REHABILITADO

El ensayo se inició con el protocolo de carga mostrado en la figura 5.4, el modelo con daño previo presentó una falla inicial en la conexión viga-columna, pero en los primeros ciclos no se presentó ningún problema

Los primeros ciclos se presentó una pérdida de rigidez respecto al primer ensayo porque existen mayores desplazamientos, también se observó que durante estos

ciclos no se presentaron daños considerables como se muestra en la figura 5.30 y 5.31 las cuales corresponden al ciclo 4 a una carga de 8.3t y al ciclo 5 a una carga de 10t. Con respecto a la falla que existía en la conexión viga-columna y elementos estructurales en el ciclo 3 y 4 con cargas de 4t y 6t respectivamente se observó un pequeño aumento de las fisuras como se visualiza en la figura 5.32.

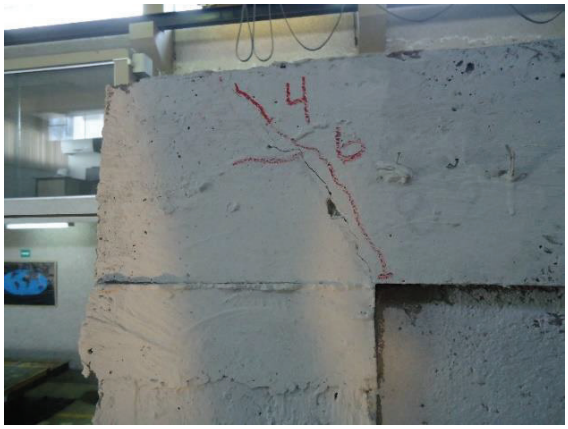
Fig. 5.30: Carga ciclo 4 de regreso, 8t

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.31: Carga ciclo 5 de regreso, 10t

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.32: Falla presentada en la conexión viga-columna



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Desde el ciclo 6 hasta el ciclo 10 se presentaron fisuras tanto en el panel reforzado como en el pórtico a medida que se aumentaba la carga como se observa en la figura 5.33 y 5.34, hasta llegar a una carga de 20t y una deformación de 13.23mm, donde se aprecian fallas en el panel como en el pórtico específicamente en columnas y en la conexión viga-columnas como se observa en la figura 5.35

Fig. 5.33: Carga ciclo 6 de ida, 12t

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.34: Carga ciclo 10 de ida, 20t

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.35: Fisuras en las conexiones viga-columna

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Después de llegar al límite de carga por la celda de carga de 20t, se cambió a una celda de 50t y se realizó el ensayo cíclico unidireccional, ya colocado la celda se aplicó el protocolo de carga mostrado en la figura 5.5.

En los ciclos inferiores a 20t aparecen pocas fisuras en el panel de relleno y aumento de tamaño en las existentes y se produjo un desplazamiento de 15.05mm, pero el daño se concentró en la base de las columnas como se muestra en la figura 5.36.

Fig. 5.36: Fisuras ciclo 6 cíclico unidireccional, 20t

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

En el ciclo 7 a una carga de 22t se presentó una falla en la base de la columna como se muestra en la figura 5.37. Se terminó el ensayo ya que la aplicación de la carga provocaba torsión en el modelo por su excentricidad.

Fig. 5.37: Falla en la base de la columna

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

5.1.5 PROGRESO DE DAÑO

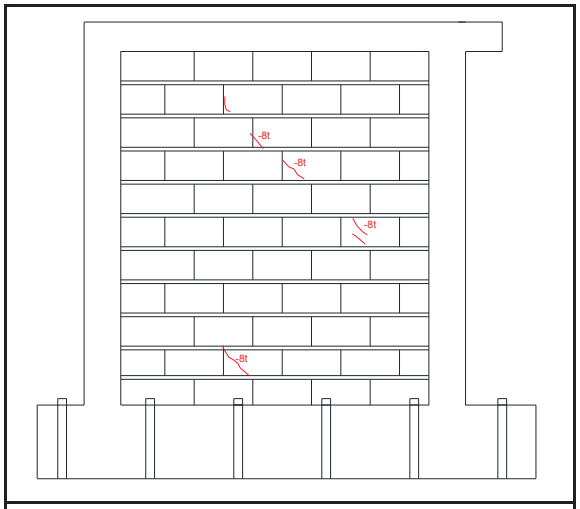
En el progreso de daño se tomó en cuenta tres clasificaciones de daño que son:

- **Daño leve** consiste en un daño menor o insignificantes. En el panel de relleno se tiene un 10% de fisuras con respecto a toda el área de mampostería y elementos de hormigón armado cubre un 20%. Las fisuras no son perceptibles a simple vista menores a 1mm de espesor.
- **Daño moderado** consiste en un daño considerables. En el panel de relleno se tiene fisuras en 50% de toda su área y las fisuras son superiores a 2mm. En elementos de hormigón armado el daño las fisuras cubren un 40% y las fisuras son 2mm de espesor. Se considera que se puede reparar.
- **Daño extenso** consiste en un daño considerables. El panel de rellenos se obtiene un 90% de fisuras en toda su área y desprendimiento de material. En elementos de hormigón armado se tiene las fisuras cubren más del 60% y las fisuras superan los 2mm de abertura. Se necesita reemplazar o reforzar elementos estructurales.

En las secciones 5.1.5.1, 5.1.5.2 y 5.1.5.3 se podrá observar como fue el avance de las fisuras, clasificación de daño y desplazamiento máximo que se obtuvieron.

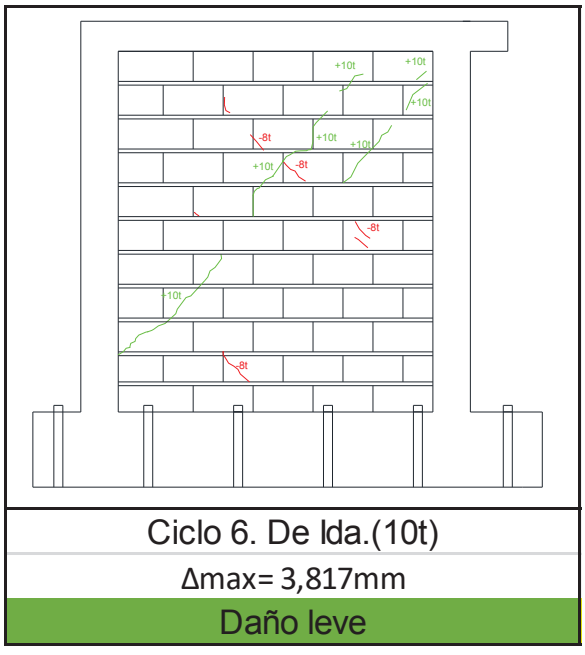
5.1.5.1 Panel de relleno

Fig. 5.38: Progreso de daño panel de relleno ciclo 5



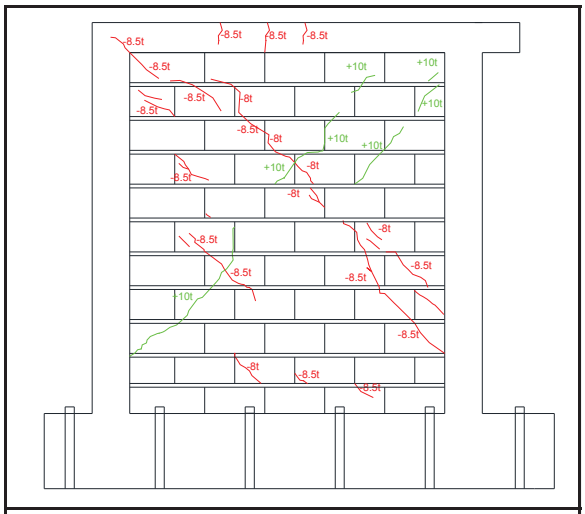
ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.39: Progreso de daño panel de relleno ciclo 6, ida



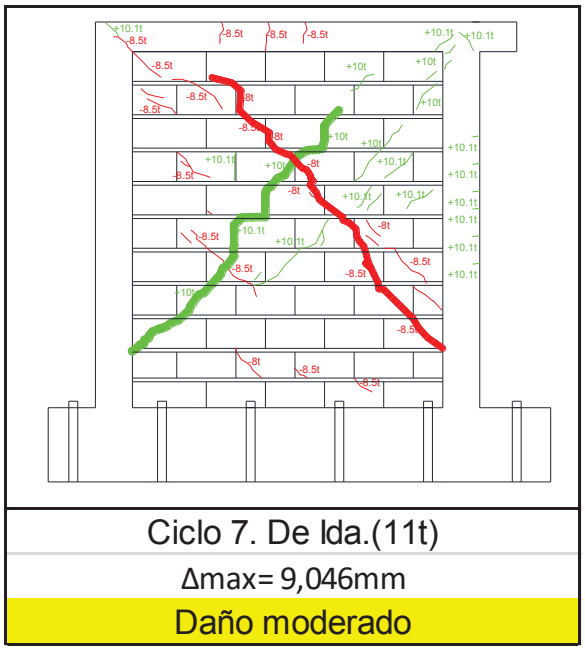
ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.40: Progreso de daño panel de relleno ciclo 6, regreso



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

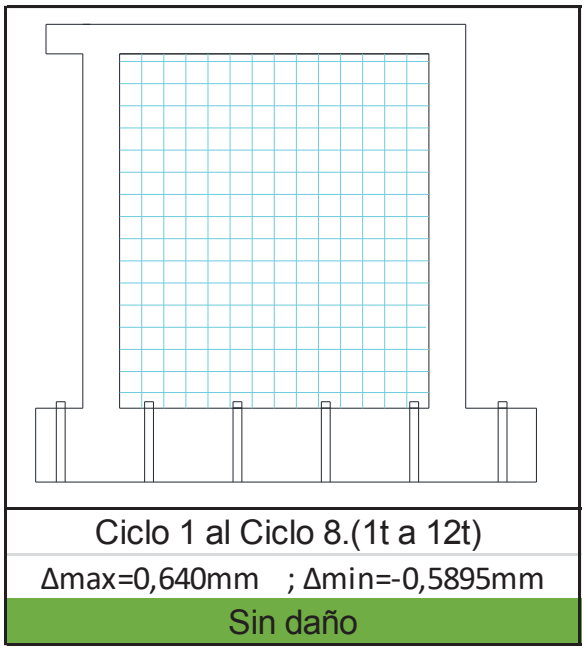
Fig. 5.41: Progreso de daño panel de relleno ciclo 7, ida



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

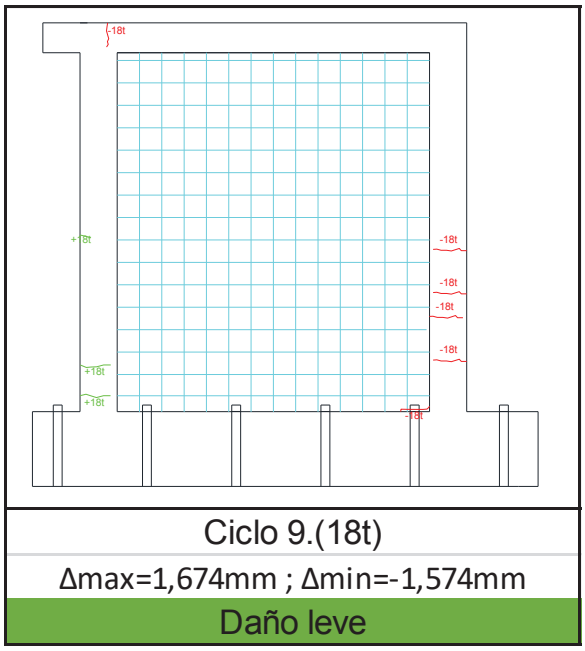
5.1.5.1 Panel reforzado

Fig. 5.42: Progreso de daño panel reforzado ciclo 1 a ciclo 8



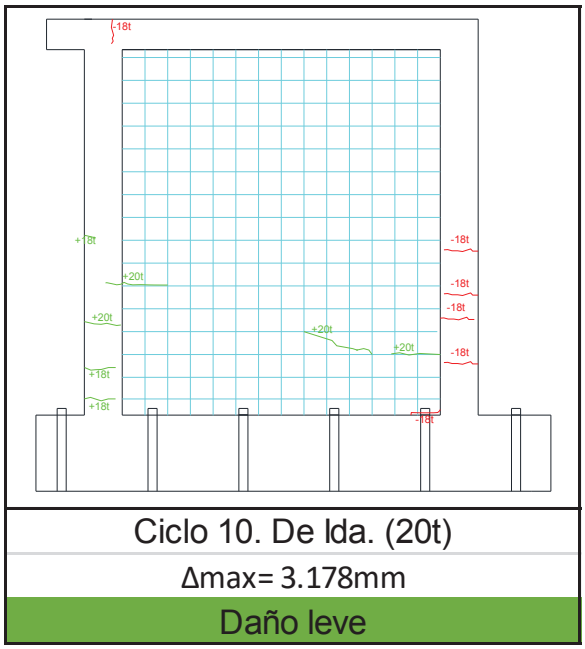
ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.43: Progreso de daño panel reforzado ciclo 9



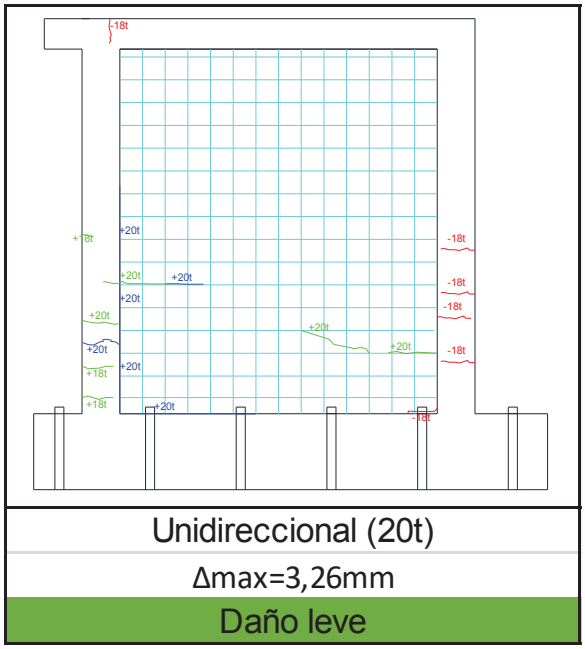
ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.44: Progreso de daño panel reforzado ciclo 10 positivo, ida



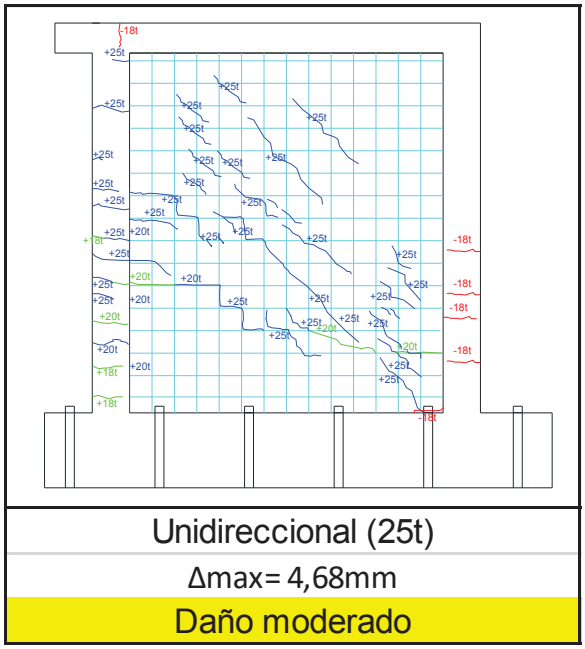
ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.45: Progreso de daño panel reforzado unidireccional 20t



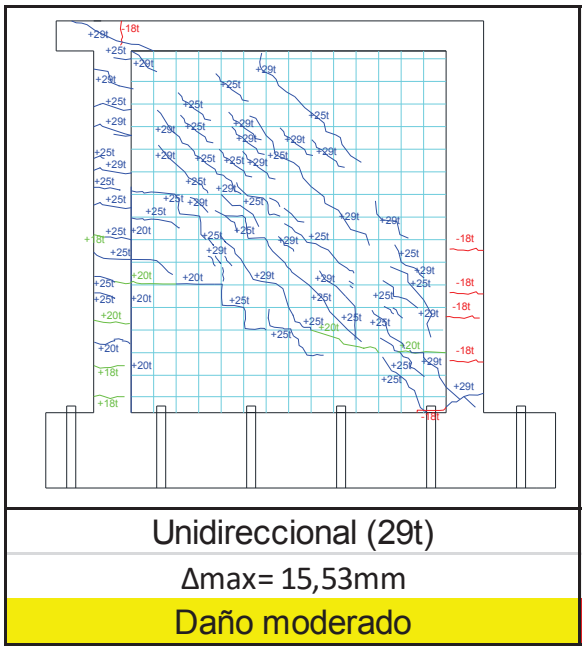
ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.46: Progreso de daño panel reforzado unidireccional 25t



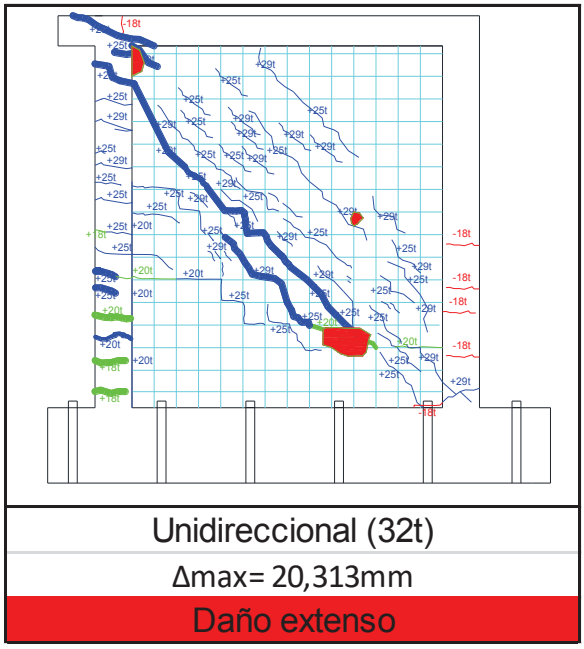
ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.47: Progreso de daño panel reforzado unidireccional 29t



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

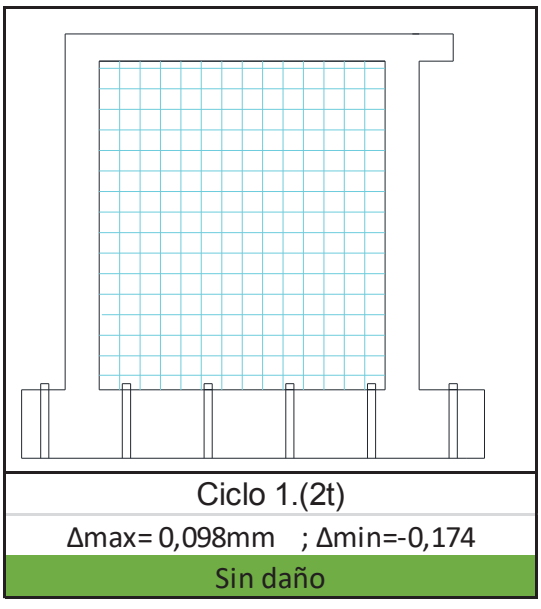
Fig. 5.48: Progreso de daño panel reforzado unidireccional 32t



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

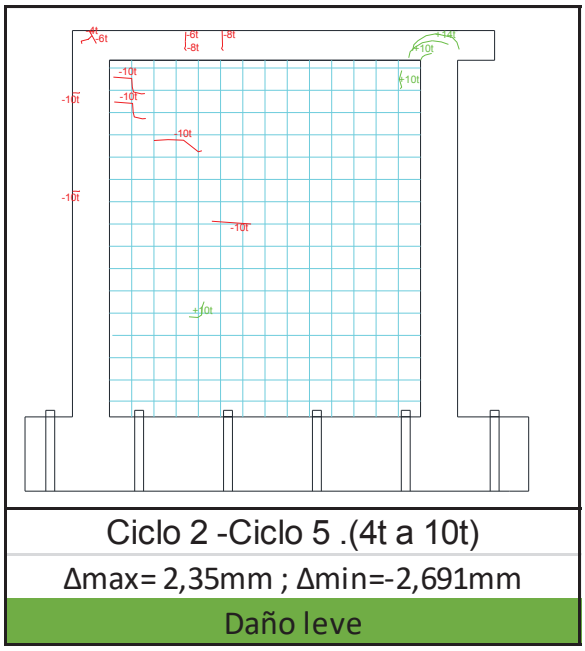
5.1.5.1 Panel reforzado con daño previo

Fig. 5.49: Progreso de daño panel reforzado con daño previo ciclo 1



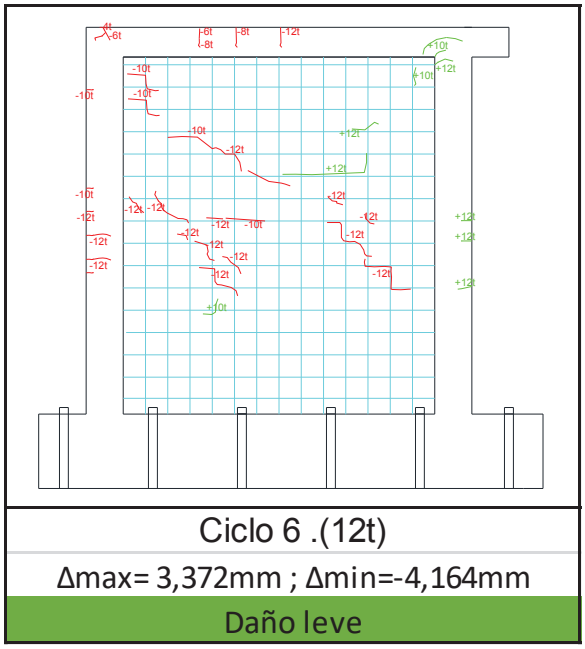
ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.50: Progreso de daño panel reforzado con daño previo ciclo 2 a ciclo 5



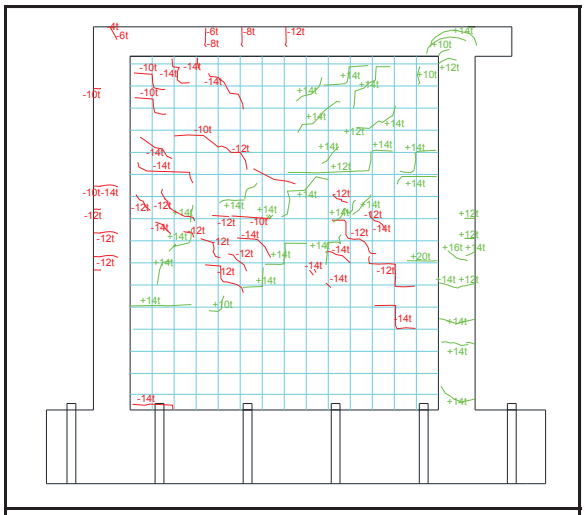
ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.51: Progreso de daño panel reforzado con daño previo ciclo 6



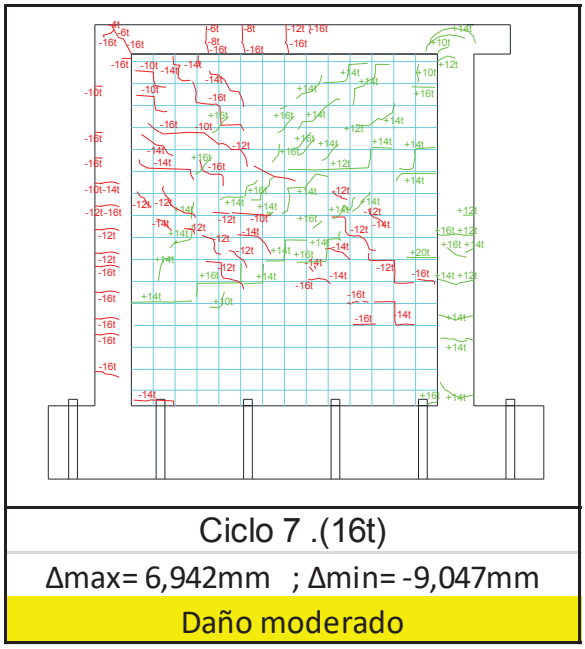
ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.52: Progreso de daño panel reforzado con daño previo ciclo 7



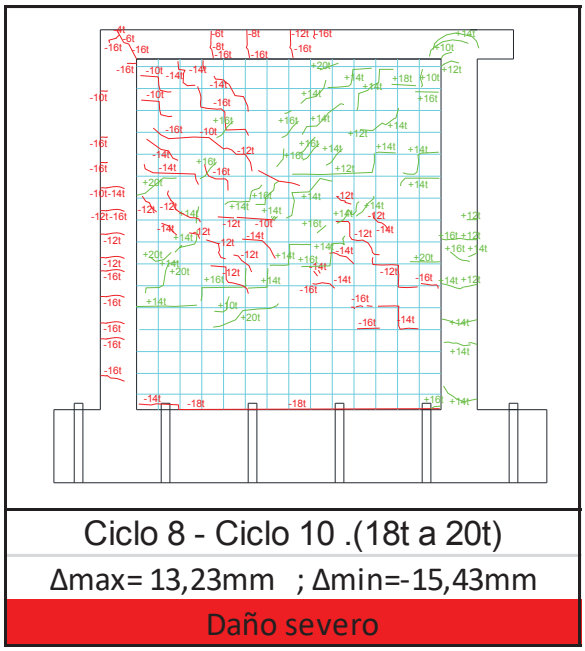
ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.53: Progreso de daño panel reforzado con daño previo ciclo 7



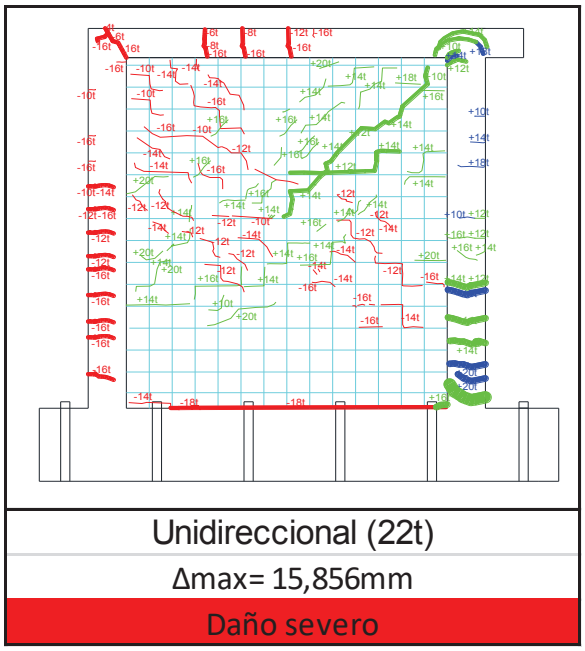
ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.54: Progreso de daño panel reforzado con daño previo ciclo 8 a ciclo 10



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.55: Progreso de daño panel reforzado con daño previo ciclo 8 a ciclo 10



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

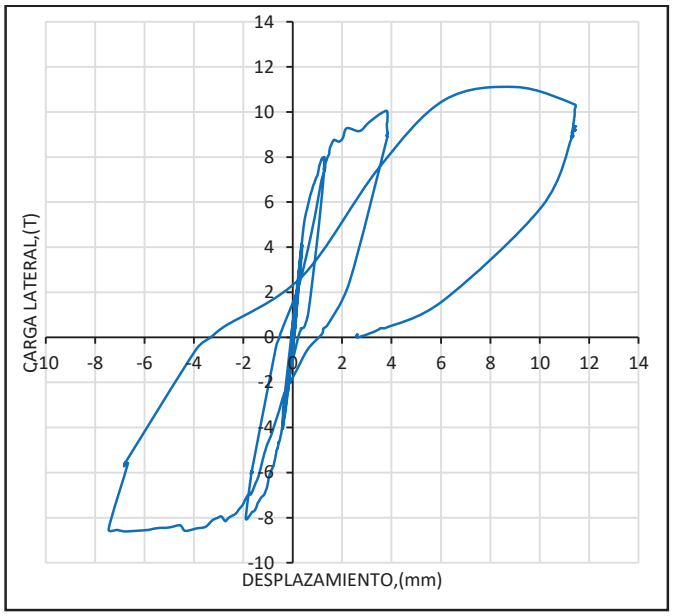
5.1.6 CURVAS DE HISTÉRESIS Y CAPACIDAD

Las curvas de histéresis son un conjunto de curvas de carga-desplazamiento donde representan; la capacidad de resistencia, la degradación de la rigidez y la disipación de energía de un material o una estructura que está sometida a carga externa cíclica. Mientras que las curvas de capacidad son envolventes de la curva histerética, una manera simplificada de mostrar la resistencia máxima del material o una estructura.

5.1.6.1 Curvas del modelo pórtico-panel de relleno

En los primeros ciclos se tiene una zona elástica marcada hasta que se producen las fisuras en el panel se las puede observar en la figura 5.56 con los quiebres en la curva que se encuentran a partir de las 8t en ambos sentidos, produciendo una falla frágil. Y desde ese punto la mampostería ya no influye en el modelo, pero el pórtico comienza a tener mayor participación en el comportamiento.

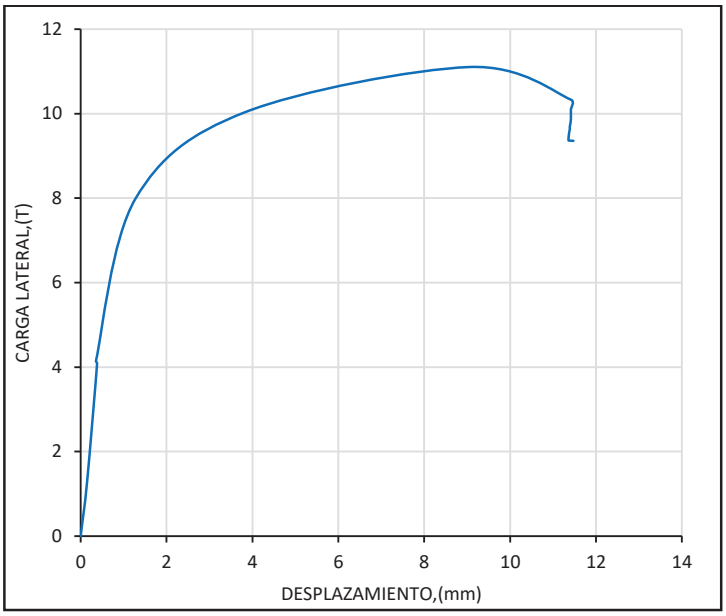
Fig. 5.56: Curva de histéresis pórtico-panel de relleno.



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

En la figura 5.57 se muestra la curva de capacidad del panel de relleno se obtuvo una capacidad máxima de 11.1t y un desplazamiento máximo de 11,47mm.

Fig. 5.57: Curva de capacidad pórtico-panel de relleno.

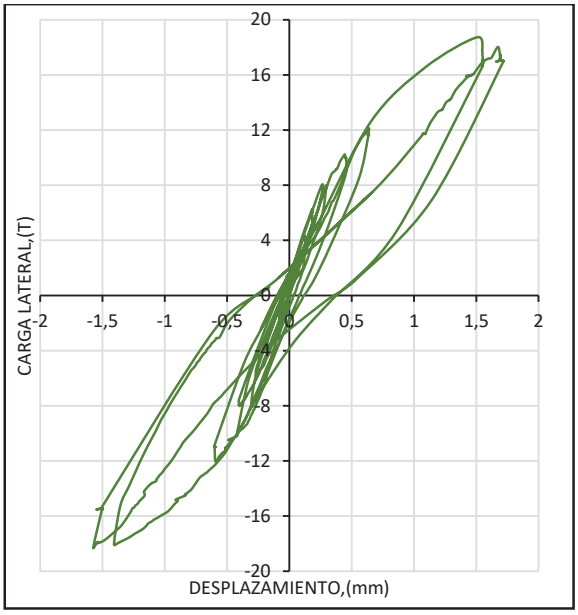


ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

5.1.6.2 Curvas del modelo pórtico-panel reforzado

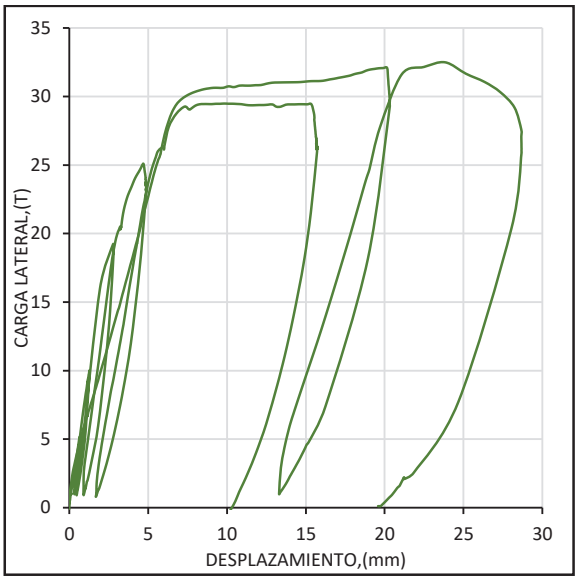
Al reforzar al panel se obtuvo un modelo muy rígido como se puede observar en la figura 5.58 las curvas no disipan mucha energía y se tiene un rango elástico grande. Mientras que en la figura 5.59 en la curva monotónico se puede observar una pérdida de rigidez en el rango elástico por el ensayo cíclico, pero aquí se observa que el modelo se comporta de una manera dúctil por el desplazamiento que se produce.

Fig. 5.58: Curva de histéresis pórtico-panel reforzado.



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

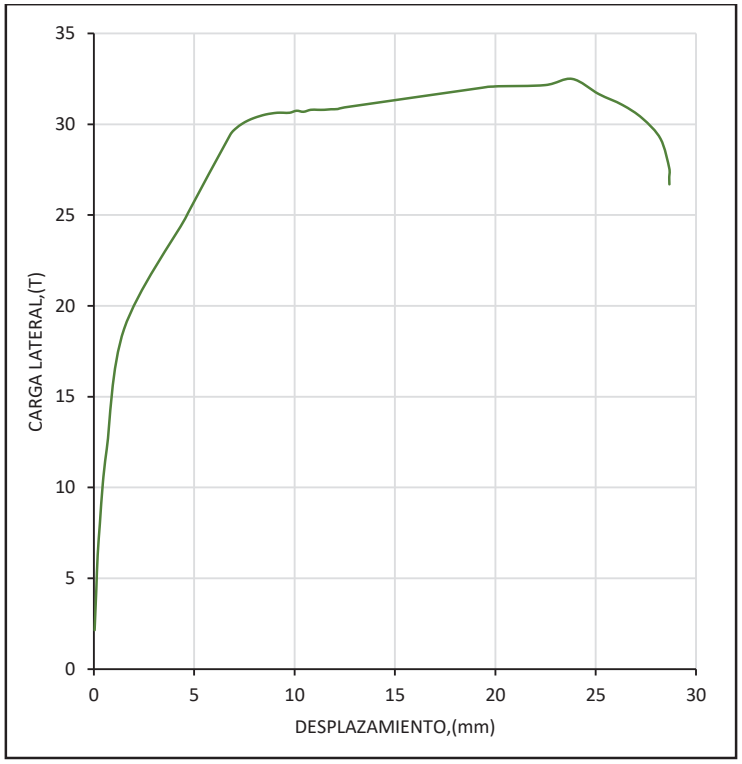
Fig. 5.59: Curva monotónico pórtico-panel reforzado.



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

En la figura 5.60 se muestra la curva de capacidad del panel reforzado obteniendo una capacidad máxima de 32.5t y un desplazamiento máximo de 28.67mm.

Fig. 5.60: Curva de capacidad pórtico-panel reforzado.

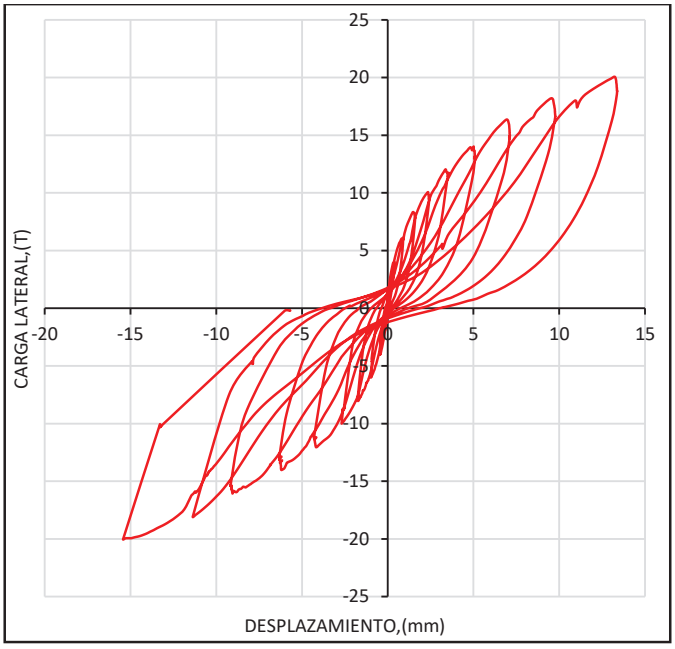


ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

5.1.6.3 Curvas del modelo pórtico-panel reforzado con daño previo.

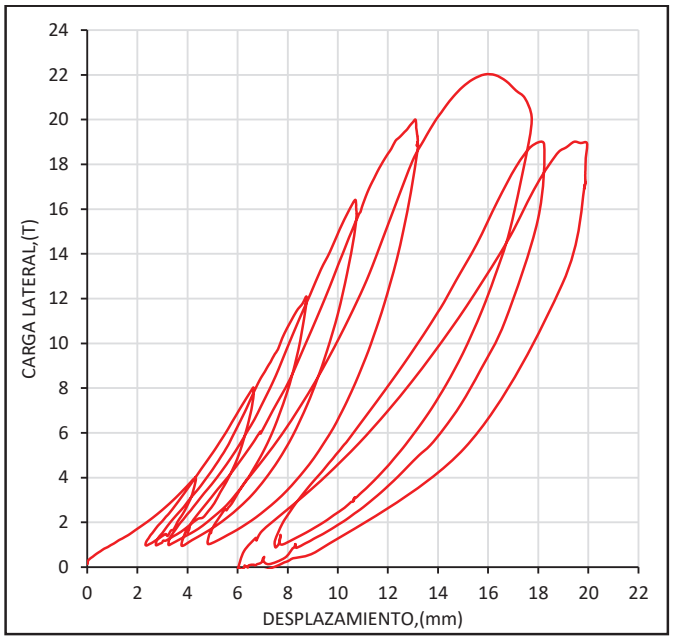
Al rehabilitar el panel se observa en la figura 5.61 que tiene un pequeño rango elástico, pero aumenta su capacidad y su disipación de energía creando un modelo dúctil. Mientras que el monotónico figura 5.62 muestra la capacidad máxima, y una gran pérdida de rigidez resultado de los ensayos previos.

Fig. 5.61: Curva de histéresis pórtico-panel reforzado con daño previo.



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

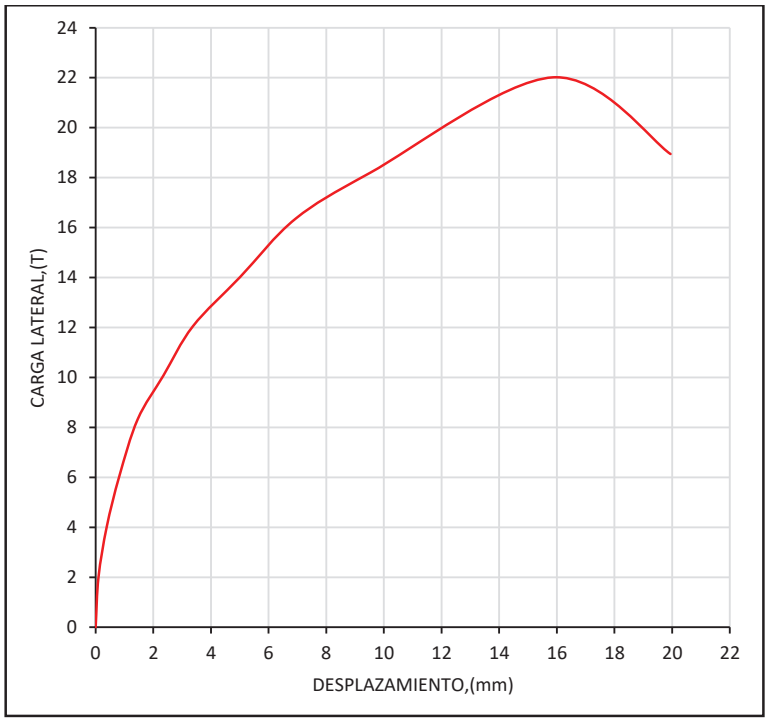
Fig. 5.62: Curva monotónico pórtico- panel reforzado con daño previo.



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

En la figura 5.63 se muestra la curva de capacidad del panel reforzado con daño previo obteniendo una capacidad máxima de 22.01t y un desplazamiento máximo de 19.94mm.

Fig. 5.63: Curva de capacidad pórtico- panel reforzado con daño previo.

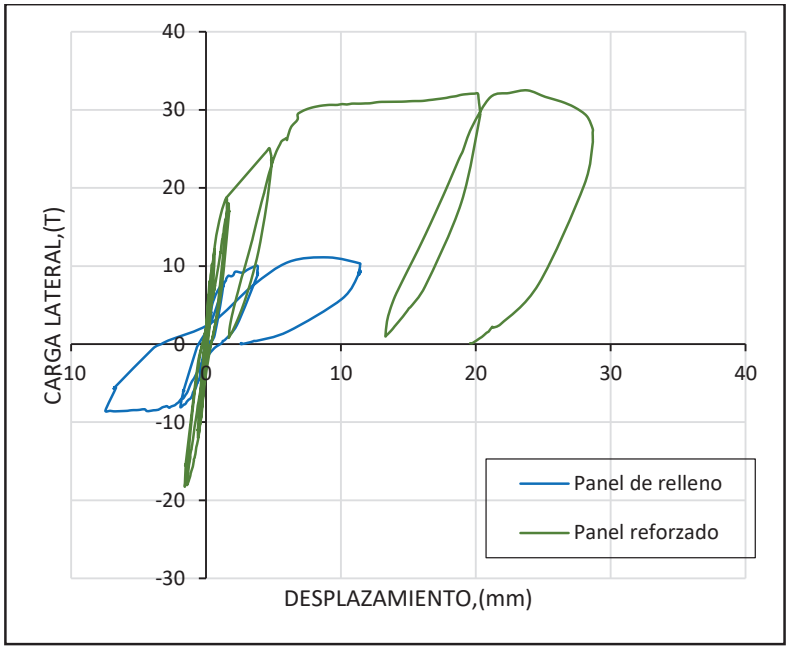


ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

5.1.6.3 Comparación de curvas

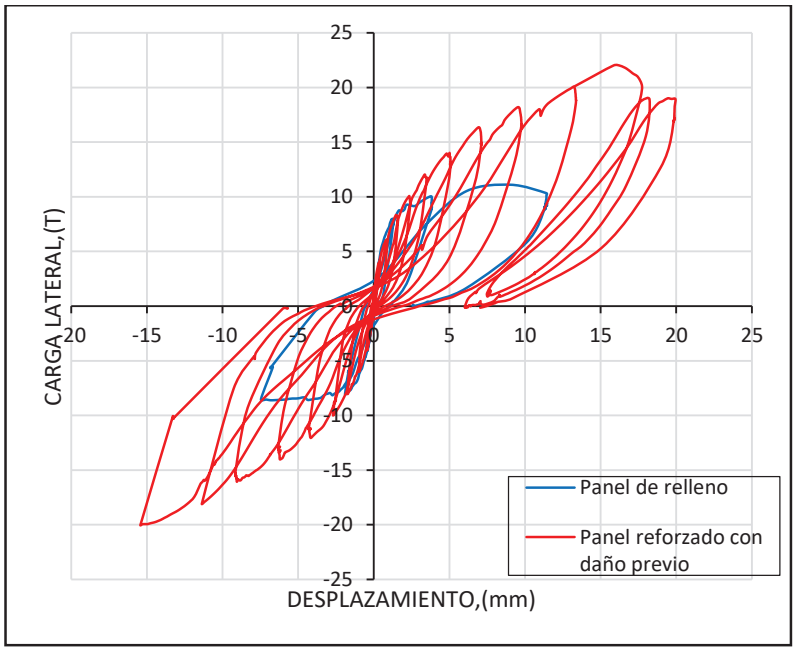
En la figura 5.64 se muestra el modelo del panel reforzado donde se tiene un mejor comportamiento que un panel simple y uno rehabilitado. Mientras que al panel con daño previo se consiguió que el modelo obtenga una mayor rigidez inicial que el modelo de panel de relleno, aumentando su capacidad y su ductilidad.

Fig. 5.64: Curvas de histéresis Panel de relleno-Panel reforzado.



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.65: Curvas de histéresis Panel de relleno-Panel rehabilitado.

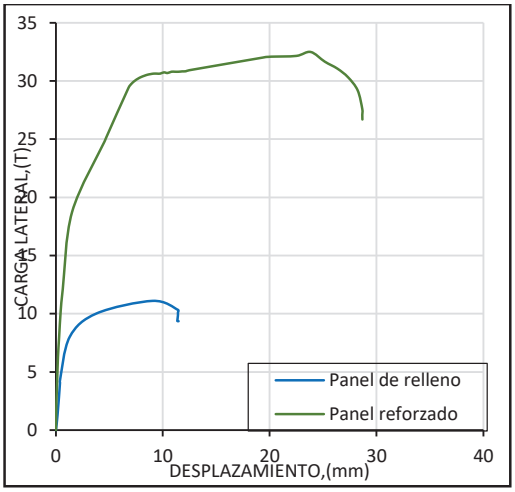


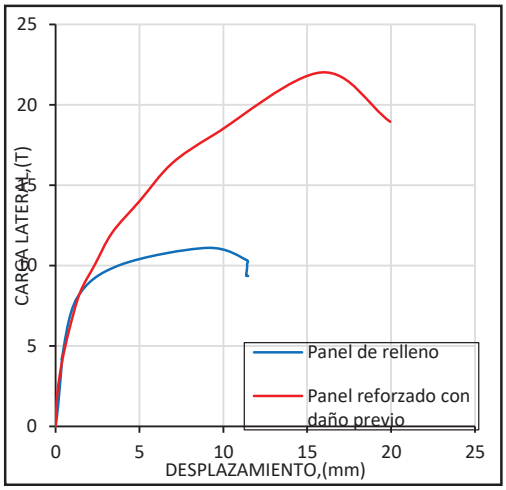
ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

El modelo el panel reforzado obtuvo 2,9 veces mayor la capacidad de un panel de relleno simple y 1,5 veces mayor un panel rehabilitado. En cuanto al desplazamiento obtuvo 2,5 veces mayor que panel de relleno simple y 1,45 veces que un panel rehabilitado.

Mientras que la mampostería reparada obtuvo una capacidad 2 veces mayor y un desplazamiento 1,7 veces mayor que un panel de relleno simple.

Fig. 5.66: Curva de capacidad envolvente modelos.





ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

5.2 CALIBRACIÓN DE MODELOS

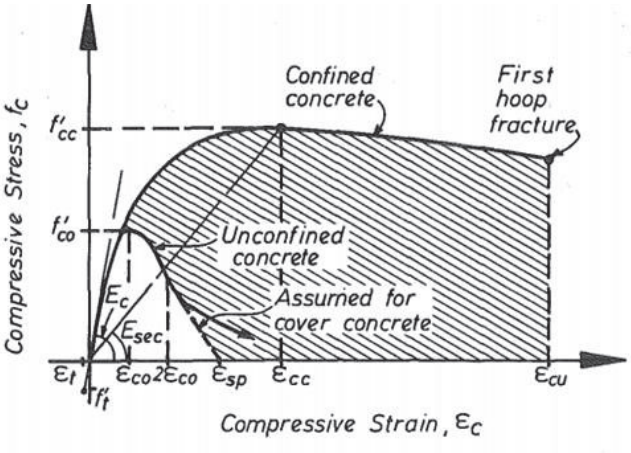
Para la calibración del modelo se utilizó SeismoStruct que un programa desarrollado por Seismosoft Ltd., el cual puede realizar análisis estáticos o dinámicos basado en elementos finitos (método de fibras) considerando el comportamiento no lineal de los materiales. El programa utiliza una gran variedad modelos constitutivos de materiales para el hormigón, acero, conexiones (Links), infill panel (panel de relleno) etc., estos modelos están respaldados con su respectiva bibliografía que puede ser visualizada en su manual. (Seismosoft, 2016).

Lo que realiza el programa una vez definida la sección y su configuración estructural, estima un daño en base a sus dimensiones, realiza una estabilidad numérica y por su precisión en los altos niveles de deformación permite una exacta respuesta inelástica y carga de colapso de la estructura ingresada. (Seismosoft, 2016).

5.2.1 MODELO CONSTITUTIVO DEL HORMIGÓN

El modelo utilizado para el análisis es el expuesto por Mander (1988) donde muestra que el hormigón aumenta su capacidad en esfuerzo y deformación al ser confinado por el refuerzo transversal y longitudinal. Por esa razón una sección de hormigón armado está constituido por dos partes una parte de hormigón no confinado que sería el recubrimiento de las varillas y un hormigón confinado. (Mender, 1988)

Fig. 5.67: Grafica de esfuerzo-deformación del hormigón no confinado y confinado



FUENTE: Mander J. B.

Para definir el material constitutivo en el modelo se debe conocer los siguientes parámetros:

- Esfuerzo de compresión, f'c

- Esfuerzo de tracción, ft
- Módulo de elasticidad, Ec
- Deformación máxima en el pico de esfuerzo, εc
- Peso específico, γc

Se consideró un rango para el cálculo del módulo de elasticidad del hormigón como máximo valor se tomó el valor dado por ACI-318 y como mínimo valor el sugerido por Henry Alejandro (2014) tesis de la Escuela politécnica Nacional.

$$12400 * \sqrt{f'c} < Ec < 15100\sqrt{f'c} \qquad (5.1)$$

5.2.2 MODELO CONSTITUTIVO DEL ACERO

5.2.2.1 Modelo de Dodd-Restrepo

Existen varios modelos en el programa uno de ellos es el desarrollado por Dodd and Restrepo (1995). Este es un modelo macroscópico basado en coordenadas naturales, es decir que se va obteniendo valores de esfuerzo y deformación con las propiedades geométricas instantáneas del acero, con eso se puede predecir el comportamiento cíclico del acero de refuerzo. Además, no se consideró el efecto de pandeo en el desarrollo, pero si un nuevo enfoque del efecto de Bauschinger mediante una simple expresión. (Dodd & Restrepo, 1995)

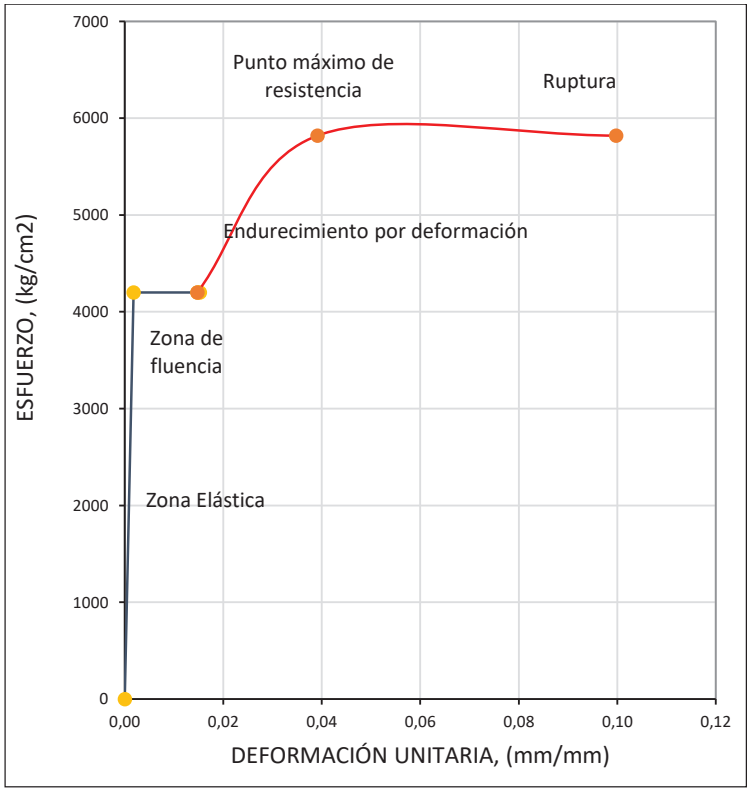
El efecto Bauschinger es un fenómeno descubierto por el Ing. Bauschinger en 1886 que observo que en determinados metales al aplicar una carga a compresión y llevarlo a una deformación plástica y al momento cambiar a una carga a tracción este llegaba a una tensión menor que la obtenida a compresión, esa diferencia de resistencia es el fenómeno descrito. (Dodd & Restrepo, 1995)

Para definir el material constitutivo en el modelo se debe conocer los siguientes parámetros:

- Módulo de elasticidad, Es

- Esfuerzo de Fluencia, fy
- Esfuerzo en la carga máxima, fu
- Deformación al inicio de la curva de endurecimiento por deformación, εed
- Deformación en la carga máxima, eu
- La deformación del punto intermedio de la curva de endurecimiento por deformación, εm
- Esfuerzo del punto intermedio de la curva de endurecimiento por deformación, fm
- Peso específico, γ

Fig. 5.68: Esfuerzo Deformación del acero de refuerzo, Modelo Dodd-Restrepo



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

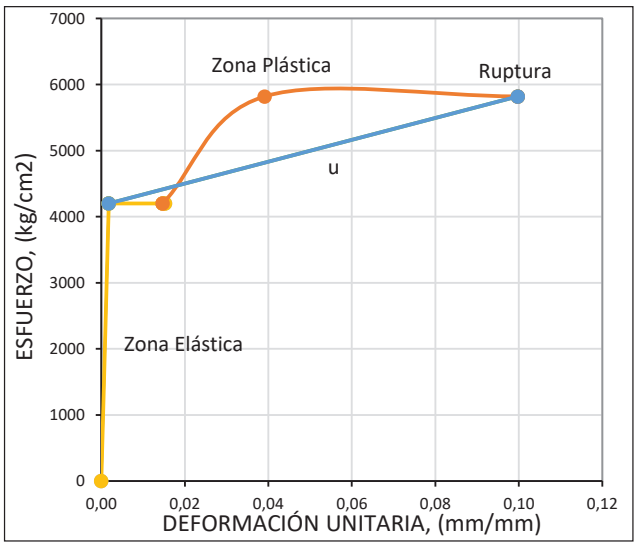
5.2.2.1 Modelo de Menegotto-Pinto

El modelo constitutivo del acero que desarrollo por Menegotto y Pinto (1973). Este modelo considera las dos etapas del acero la zona elástica y la zona plástica que las relaciona por dos tangentes, para ello utiliza un parámetro R que es la forma de la curvatura en el punto de intersección de las tangentes.

Para definir el material constitutivo en el modelo se debe conocer los siguientes parámetros:

- Módulo de elasticidad - E
- Límite de fluencia - fy
- Parámetro de endurecimiento por deformación -u
- Parámetro de forma inicial de la curva de transición - R0
- Coeficientes de calibración de la forma de la curva de transición. A1 yA2
- Coeficientes de calibración del endurecimiento isotrópico. A3 y A4
- Deformación de rotura/pandeo - εult
- Peso específico - γ

Fig. 5.69: Curva Esfuerzo Deformación del acero de refuerzo, Modelo Menegotto-Pinto.



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

El parámetro de endurecimiento por deformación “u” se calcula con la relación entre Esp/Es donde Es es el módulo de elasticidad en el rango elástico y Esp es la pendiente que toma una recta desde el punto de fluencia a la ruptura, se lo calcula con la ecuación 5.2.

$$Esp = \frac{fult - fy}{\varepsilon ult - \varepsilon y} \qquad (5.2)$$

Donde:

fult = Esfuerzo último del acero

fy = Esfuerzo de fluencia del acero

εult = Deformación unitaria ultima del acero

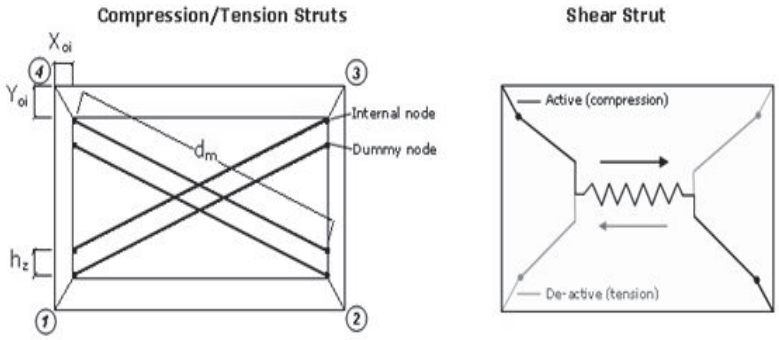
εy = Deformación untaría de fluencia del acero

5.2.3 MODELO DE INFILL PANEL

Este modelo sigue la investigación desarrollada por Crisafulli (1997), es decir remplaza el panel de relleno por tres puntales para una solo dirección. Los cuales son: dos que actúan a compresión y uno que actúan como un resorte de corte interactuando de extremo a extremo del pórtico. (Crisafulli, 1997)

Pero el programa SeismoStruct es programado con seis puntales en el panel, es decir para la aplicación de una carga cíclica (bidireccional), cuatro actúan a compresión o tensión y dos puntales de resorte de corte en la figura 5.70 se pueden visualizar la conformación.

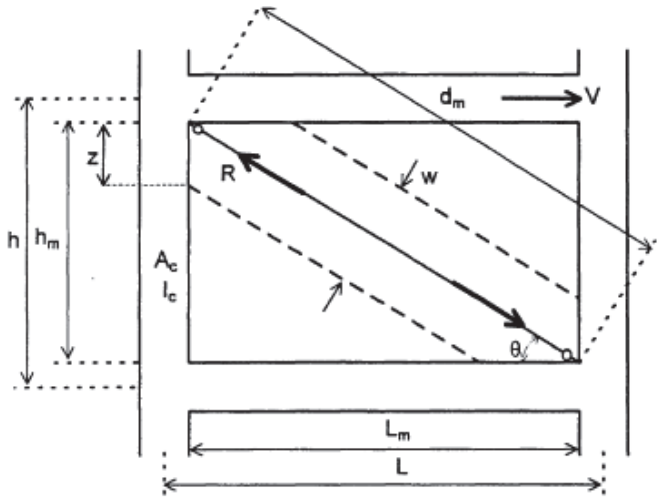
Fig. 5.70: Modelo programado en SeismoStruct



FUENTE: Seismosoft, 2016

Para la utilización del modelo programado se tiene que conocer algunos parámetros del panel los cuales se les divide en tres grupos los cuales son: el primer grupo pertenece a todas las propiedades geométricas y ubicaciones de los puntales, el segundo que son los parámetros de las propiedades mecánicas de los puntales de compresión y el tercero detalla los parámetros del puntal de corte.

Fig. 5.71: Espesor efectivo del puntal diagonal



FUENTE: Crisafulli F., 1997

El primer grupo de parámetros son:

- **Espesor del panel, t.**
- **Porcentaje de deriva fuera del plano.** Debido a que el análisis es en el plano sin considerar una deriva fuera del plano no se consideraría, pero se tomó el valor por default de 5%.
- **Área del puntal, A1**. Para obtener este valor se realiza la multiplicación del espesor del puntal de compresión (bw) con el espesor del panel (t).

$$A1 = bw * t \qquad (5.3)$$

El espesor del puntal de compresión depende de la rigidez relativa entre los elementos del pórtico, las características de los materiales y el nivel de carga, pero conservadoramente se puede tomar un valor de 0,25dm, donde dm es la longitud de la diagonal del panel. (Paulay & Priestley, 1992)

- **Porcentaje de área del puntal 2, A2.** Es un porcentaje de A1 que adquiere el panel debido a fisuras producidas por el desprendimiento de la mampostería y el pórtico producido por el desplazamiento lateral. (Seismosoft, 2016)
- **Longitud de contacto, hz.** Es un porcentaje de la longitud vertical de la mampostería, este parámetro es utilizado para evaluar la rigidez o el esfuerzo en el pórtico con panel de relleno. (Crisafulli, 1997). Se calcula con la ecuación 5.4.

$$hz = \frac{\pi * h}{2 * \lambda} \qquad (5.4)$$

Donde λ se o calcula con la ecuación 5.5.

$$\lambda = h^4 * \sqrt{\frac{(Em * t * sin2\theta)}{(4 * Ec * Ic * hm)}} \qquad (5.5)$$

Donde:

Em = Modulo de elasticidad del panel
Ec = Modulo de elasticidad del hormigón de las columnas

Ic = Inercia de la columna

hm = Altura del panel

h = Altura al centro de la viga

θ = Ángulo que toma la diagonal del panel

- **Compensaciones horizontales y verticales, xo y yo.** Son porcentajes de reducción en función de la longitud horizontal y vertical, para mostrar la longitud del nudo de la conexión viga-columna y la esquina donde estaría el panel de relleno.
- **Porcentaje de rigidez asignada a corte.** Es un porcentaje de rigidez del puntal que asignado a corte este valor se encuentra entre 0,5 a 0,75. (Crisafulli, 1997)
- **Peso específico, γ.**

El segundo grupo de parámetros son:

- **Módulo de elasticidad, Em.** Representa la pendiente inicial de la curva esfuerzo deformación. Un rango razonable para este valor es de 400*f'm<Em<1000f´m. (Paulay & Priestley, 1992)

  Para obtener este resultado se utilizó la ecuación 5.6 la cual es obtenida en base a las propiedades de deformación del mortero y del bloque para modelos analíticos. (Crisafulli, 1997)

$$Em = Eb\frac{\left(\frac{b}{j}+1\right)}{\left(\frac{b}{j}+\frac{Eb}{Ej}\right)} \qquad (5.6)$$

  Donde:

  Em: Modulo de elasticidad del panel

  Eb: módulo de elasticidad del bloque

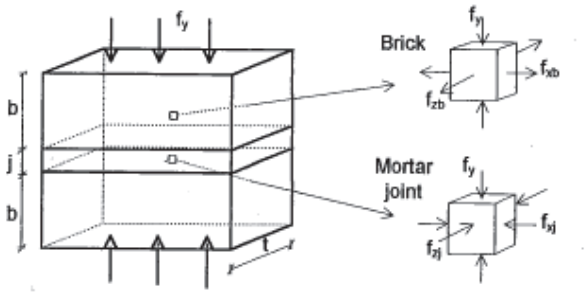
  Ej: módulo de elasticidad del mortero

  b: altura del bloque

  j: medida de la unión de la junta de mortero

Estas características se las puede observar en la figura 5.72 la cual muestra cómo actúa el esfuerzo entre el mortero y el bloque.

Fig. 5.72: Estado de esfuerzo entre el bloque y la junta de mortero



FUENTE: Crisafulli F., 1997

La ecuación 5.7 muestra que existe una relación entre el módulo de elasticidad y la fuerza de compresión del bloque (Kirstchig, 1985)

$$Eb = 980\, f'cb^{0.77}\ (MPa) \qquad (5.7)$$

En tanto que para obtener el módulo de elasticidad del mortero se utiliza la ecuación 5.8, la cual es obtenida si el rango de la fuerza de compresión de la junta del mortero esta entre 10MPa< f´j <20MPa, y además de la suposición de que el mortero debe comportarse como el hormigón. (Crisafulli, 1997).

$$Ej = 1000\, f'j \qquad (5.8)$$

- **Esfuerzo de compresión, f´m.** Representa la capacidad máxima de la mampostería a compresión que depende de la conformación de los materiales agua, arena, cemento y bloques dependiendo de su calidad y resistencia. Se encuentra entre valores de 12MPa<f'm<30Mpa. (Paulay & Priestley, 1992)

  Muchas pruebas han sido realizadas para poder encontrar una relación entre el esfuerzo del mortero y el esfuerzo del bloque, el análisis de estos resultados y estudios estadísticos han arrojado varias ecuaciones empíricas

las cuales asumen el comportamiento compuesto del mortero y el bloque. (Crisafulli, 1997)

Las ecuaciones 5.9 y 5.10 fueron consideradas en base a parámetros simples del mortero y del bloque, y además para un espesor de mampostería de 102 a 215mm. Henry y Malek realizaron cientos de pruebas en bloques y con una dosificación de mortero de 1: ¼: 3 (cemento, limo, arena), para la calibración de los modelos experimentales.

$$f'm = 1.242 \, . f'cb^{0.531} . f'j^{0.208} \ \ (MPa) \qquad (5.9)$$

$$f'm = 0.334 \, . f'cb^{0.778} \, . f'j^{0.234} \ \ (MPa) \qquad (5.10)$$

Han propuesto que el esfuerzo a compresión de la mampostería esta función del esfuerzo de compresión del bloque y el módulo de elasticidad del mortero, la ecuación 5.11 considera diferentes tipos de bloques y morteros. (Kirstchig, 1985)

$$f'm = 0.161 \, . f'cb^{0.43} \, . Ej^{0.26} \ \ (MPa) \qquad (5.11)$$

- **Esfuerzo de tracción, ft.** Representa la resistencia a la tensión que tiene la unión entre el pórtico y el panel de relleno. SeismoStruct tomo un valor por default de cero porque estos esfuerzos son pequeños en comparación con el esfuerzo a compresión. (Seismosoft, 2016)
- **Deformación en el máximo esfuerzo, εm.** Es el valor que toma la deformación en el esfuerzo máximo a compresión de la mampostería.
- **Deformación ultima, εu.** Es la deformación máxima que puede tener la mampostería es la curva esfuerzo deformación, controla la forma de la curva descendente dando una forma de parábola. (Crisafulli, 1997)
- **Deformación final, εcl.** Es la deformación límite donde las fisuras comienzan a parcialmente cerrarse permitiendo que los esfuerzos a compresión comiencen a desarrollarse. (Crisafulli, 1997)
- **Deformación de reducción del área de la biela y Deformación residual del área del a biela, e1 y e2.**

Debido que los ensayos que se realizaron a una carga unidireccional dando curvas de esfuerzo-deformación simples, pero no da mucha información del comportamiento cíclico que tiene una mampostería en un evento sísmico. Por esa

razón Crisafulli (1997) desarrollo unos rangos para calibrar modelos cíclicos mediante parámetros empíricos los cuales los podemos observar en la tabla 5.1.

Tabla 5.1: Parámetros empíricos para la calibración de modelos cíclicos de mampostería.

Constante	Valores Sugeridos	Valores Limites
Ach	0.3 - 0.6	0.1 - 0.7
Are	0.2 - 0.4	> 0
Ba	1.5 - 2.0	> 0
Bch	0.6 - 0.7	0.5 - 0.9
ϒun	1.5 - 2.5	> 1
ϒpu	0.5 - 0.7	0 - 1.0
ϒpr	1.1 - 1.5	> 1.0
e1	1.5 - 2.0	> 0
e2	1.0 - 1.5	> 0

FUENTE: Crisafulli, 1997

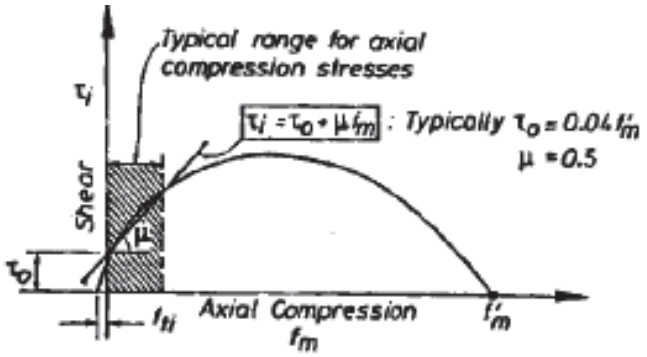
- **Factor de rigidez de descarga inicial, ϒun**
- **Factor de recarga de la deformación, αre**
- **Factor de inflexión de la deformación, αch**
- **Factor de deformación de descarga completa, βa**
- **Factor de inflexión de estrés, βch**
- **Factor de rigidez de tensión cero, ϒpu**
- **Factor de rigidez de recarga, ϒpr**
- **Factor de rigidez de descarga de plástico, ex1**
- **Factor de deformación de ciclo repetido, ex2**

El tercer grupo de parámetros son:

- **Resistencia al corte por adherencia ζ.** Los valores que toma dependen del tipo de ensayo que se realiza y el tipo de mampuesto, se encuentran valores entre 0,1< ζ<1,5 MPa, pero se puede tener un valor conservador con 0,03*f'm. (Paulay & Priestley, 1992)
- **Coeficiente de fricción, μ.** El valor depende del tipo de ensayo a realizarse y de los materiales, este valor se encuentra entre 0,1< μ <1,2. El valor que recomiendan es de 0,3 para el diseño. (Paulay & Priestley, 1992)

- **Máxima resistencia al corte, ζMax.** La resistencia al corte es la interacción de dos acciones la resistencia a la adherencia y la fricción existente entre el mortero y el mampuesto como se observa en la figura 5.73, se la representa con la ecuación 5.6.

Fig. 5.73: Interacción entre la fuerza de compresión y el corte



FUENTE: Paulay & Priestley, 1992

$$\tau m = \tau o + \mu * fm \qquad (5.12)$$

- **Factor de reducción de corte.** Este coeficiente es definido con la razón entre el máximo esfuerzo de corte y un esfuerzo promedio de corte. Este valor varía entre 1,4 a 1,65. (Crisafulli, 1997)

5.2.4 MODELO EN SEISMOSTRUCT

Se realizó tres modelos en SeismoStruct los cuales se les va aplicar un análisis a carga incremental (Pushover) para ser comparados con las curvas de capacidad de los modelos experimentales. Se definió los materiales, secciones y su configuración estructural con ciertas consideraciones; no se modelo la viga de cimentación, lo que se consideró en un sistema de empotramiento en las columnas del pórtico.

Una de las funciones que tiene SeismoStruct es de dar a conocer a los usuarios criterios de desempeño que son momentos estados límites de materiales es decir

a determinadas deformaciones unitaria, con esto se puede controlar el daño exacto que tiene la estructura.

El programa de SeismoStruct no tiene una función para conocer el daño que posee el panel de relleno por esa razón se va a enfocar solo en los elementos de vigas y columnas.

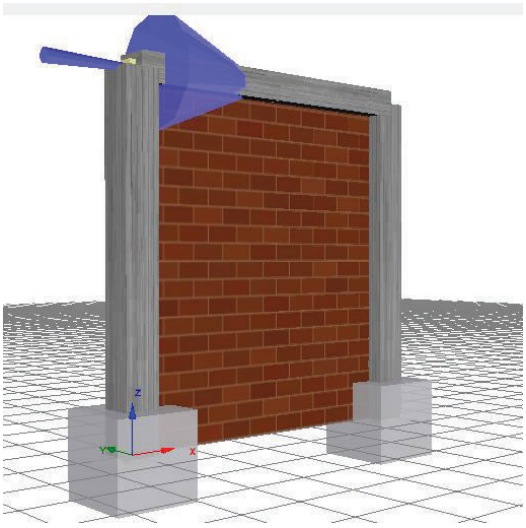
Para esto SeismoStruct sugiere valores típicos que son utilizados los cuales son:

- **Fisuración de elementos estructurales**. Valor típico 0,0001
- **Máxima deformación unitaria de hormigón no confinado.** Valor típico 0,002.
- **Máxima deformación unitaria de hormigón confinado.** Valor típico 0,006.
- **Esfuerzo de fluencia del acero.** Valor típico 0,0025.
- **Ruptura del acero.** Valor típico 0,060.

5.2.4.1 Modelo de panel de relleno

Una vez realizada la configuración estructural del modelo se lo puede observar en la figura 5.74. En este modelo se consideró que la ubicación de la carga incremental es en el centro de la viga y así obtener una mejor distribución de la carga en toda la mampostería.

Fig. 5.74: Modelo de panel de relleno



FUENTE: SeismoStruct,2016
ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Para la calibración de la curva de capacidad del modelo, se observó que al variar determinados parámetros existe un cambio en la curva de capacidad. En los parámetros geométricos los que incluyen principalmente son: área de la biela 2 A2, y la rigidez asignada a corte.

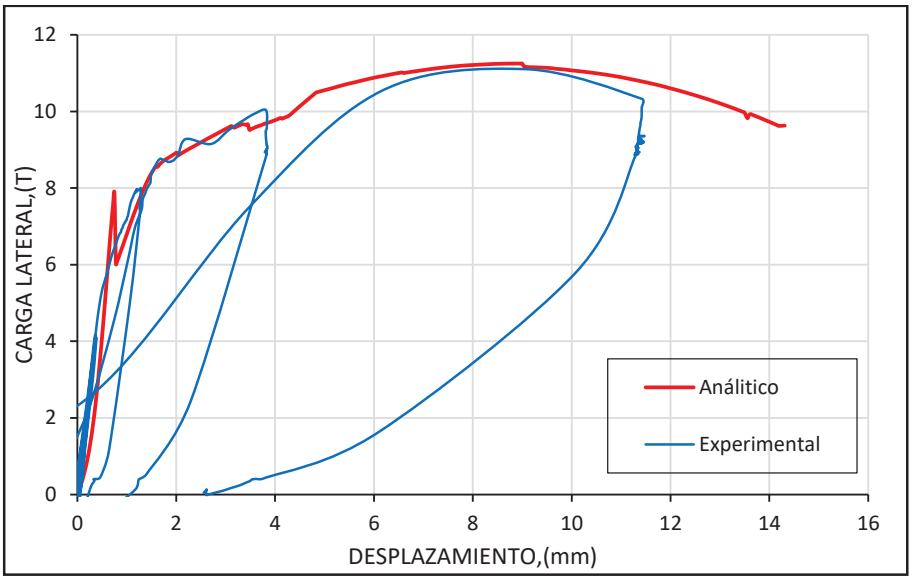
En los parámetros mecánicos se calculó de manera empírica los valores de Em y f´m ya que no se realizó ensayos a muretes, pero los parámetros que tienen una gran importancia son los siguientes; deformación de máximo esfuerzo, deformación ultima y deformación de la reducción de la biela y deformación residual de la biela. Se observo que variando la deformación máxima y la deformación ultima se podía controlar la zona elástica es decir la rigidez del modelo, mientras que al cambiar la deformación de reducción y residual de la biela se tiene una variación notable en la zona de transición del rango elástico a rango inelástico.

En los parámetros de corte se calculó de manera empírica la resistencia a corte por adherencia y la máxima resistencia a corte, y el parámetro que se varió fue el coeficiente de fricción, observando que tiene un directo efecto zona descendente de la curva.

Mientras que las características de los materiales del hormigón no tienen una influencia importante en la etapa inicial, sino que estos se presentan una vez que la mampostería ya posea un daño significativo.

Se realizó cambios específicos y como resultado se obtuvo la curva de capacidad que se muestra en la figura 5.75 que es comparada con la obtenida experimentalmente.

Fig. 5.75: Modelo Experimental vs. Modelo Analítico-Panel de relleno

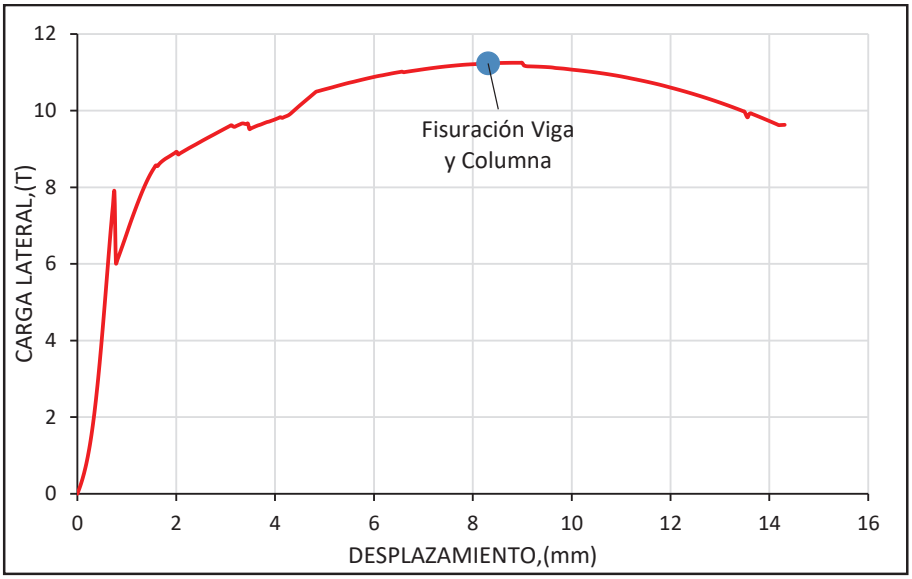


ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Las caídas de capacidad que se muestran en la figura 5.75 son de fracturas que sufre el puntal de compresión, pero si les compara con las curvas histeréticas figura 5.56 se puede observar que en esa zona se tiene pequeñas caídas de capacidad lo cual coincide con el modelo analítico.

En la figura 5.76 se puede observar el progreso de daño que tiene el modelo analítico. El daño que se logra obtener es la fisuración de elementos tanto de vigas y columnas en una carga lateral de 11,2t, no se consiguió los siguientes criterios debido a que el panel de relleno hasta ese punto recibe todo el daño.

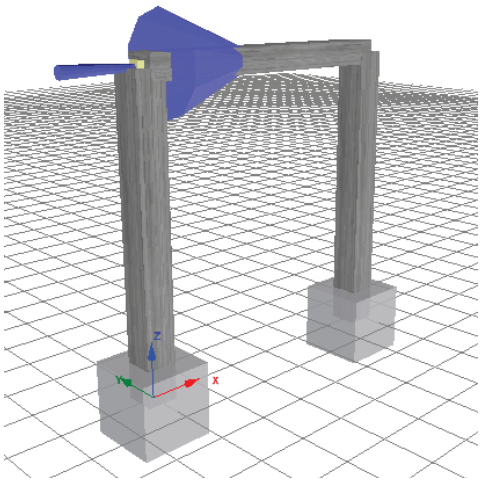
Fig. 5.76: Progreso de daño - Panel de relleno



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Ya calibrado el modelo de panel de relleno se optó por conocer el comportamiento del pórtico tanto su capacidad y progreso de daño como se muestra en la figura 5.78, dando una capacidad máxima de 4,72t con un desplazamiento máximo de 29,2 cm.

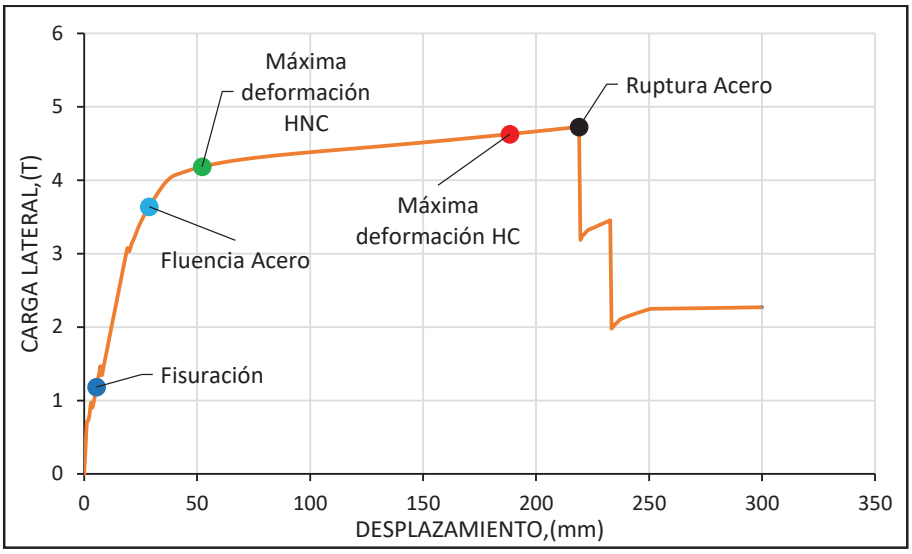
Fig. 5.77: Modelo pórtico



FUENTE: SeismoStruct,2016

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.78: Curva de capacidad y progreso de daño – pórtico

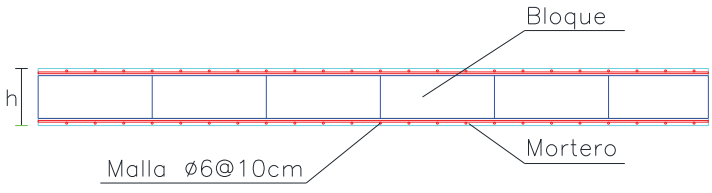


ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

5.2.4.2 Modelo de panel reforzado

En el modelo de enchapado se consideró una sección de muro de hormigón como se muestra en la figura 5.79. Para considerar el modelo de muro de hormigón en el programa se transformó la sección a una equivalente de solo mortero de enlucido, para esto se utilizó una relación entre los módulos de elasticidad tanto del mortero de enlucido y mampostería.

Fig. 5.79: Sección transversal del enchapado



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

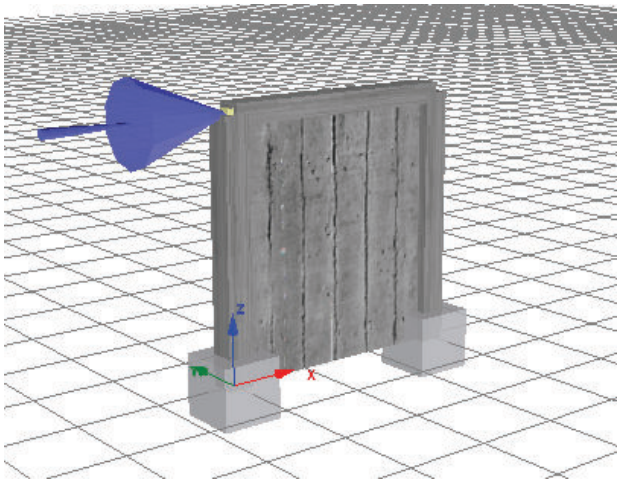
Desarrollando la ecuación 5.13 y 5.14 se obtiene una altura equivalente de 6cm de espesor.

$$\eta = \frac{E_m}{E_{mortero}} \qquad (5.13)$$

$$h_{equi} = h * \eta \qquad (5.14)$$

La carga incremental aplicada se ubica en la misma posición que en el ensayo experimental como se puede muestra e la figura 5.80. Dado que la sección muro de hormigón es tipo frame se colocó en dos nudos y mediante brazos rígidos se ubicó en la posición adecuada. Los brazos rígidos permiten una conexión de nudos de elementos desplazados, aunque estos no sean coincidentes.

Fig. 5.80: Modelo de panel reforzado

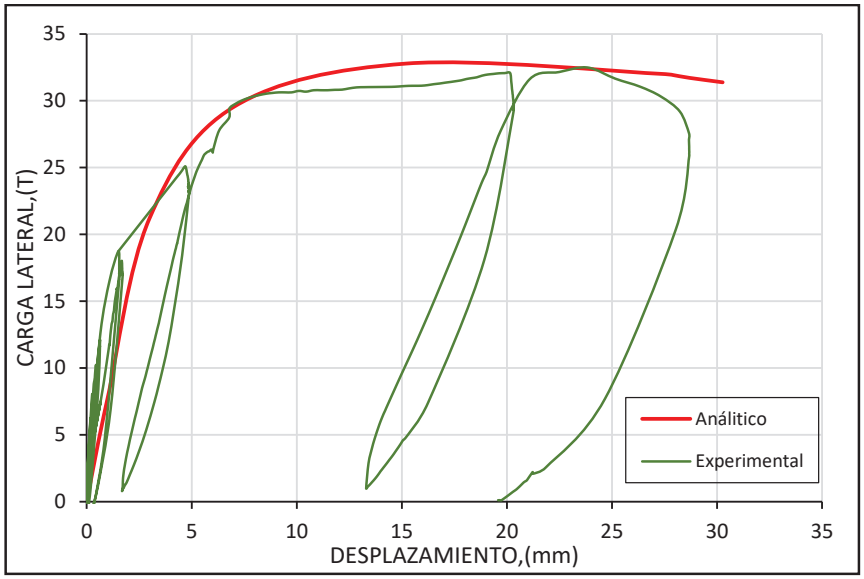


FUENTE: SeismoStruct,2016
ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Para la calibración del modelo depende principalmente de las propiedades del mortero de enlucido y de la malla electrosoldada, por esa razón se varió principalmente la deformación máxima del mortero. En cuanto a los parámetros de la malla electrosoldada los parámetros que influyen son el esfuerzo a fluencia y el pandeo o ruptura que limita la capacidad de la de malla debido a una falla en la soldadura.

Se realizó cambios específicos y como resultado se obtuvo la curva de capacidad que se muestra en la figura 5.81 que es comparada con la obtenida experimentalmente.

Fig. 5.81: Modelo Experimental vs. Modelo Analítico-Panel reforzado

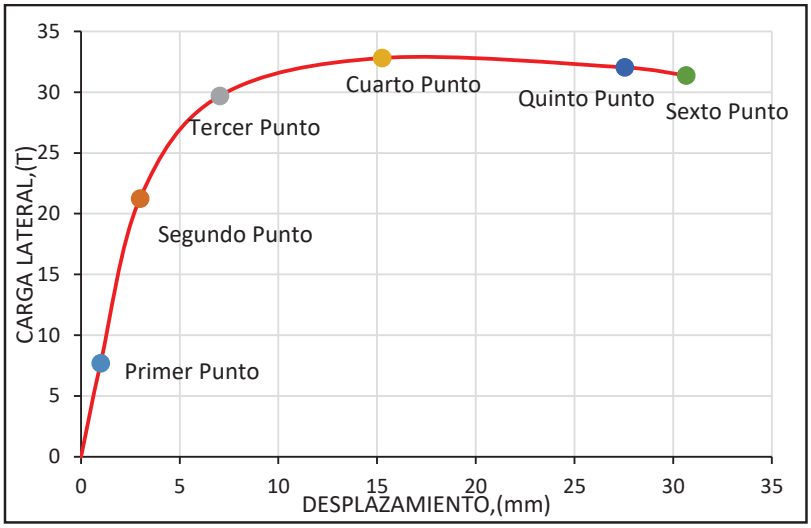


ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Se tuvo un error en rango elástico porque se consideró una sección de muro con propiedades del mortero y no una sección compuesta de bloques de hormigón-mortero de enlucido, por esa razón se perdió un porcentaje de inercia que aporta a la rigidez.

En la figura 5.82 se puede observar el progreso de daño que tiene el modelo analítico.

Fig. 5.82: Progreso de daño – Panel reforzado



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Se consiguió seis puntos de progreso los cuales tienen los siguientes daños:

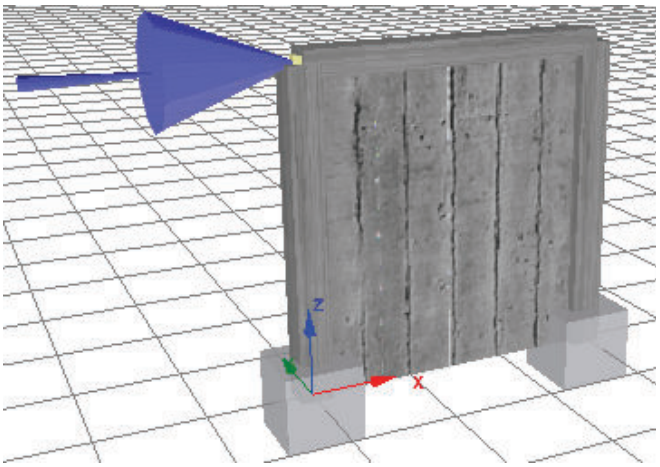
- **Primer punto.** Fisuración en del hormigón enchapado.
- **Segundo punto**. Fisuración en columnas.
- **Tercero punto**. Fisuración en viga, fluencia en mala electrosoldada.
- **Cuarto punto**. Fluencia acero columna izquierda, máxima deformación hormigón del enchapado.
- **Quinto punto**. Aplastamiento del núcleo del hormigón del enchapado.
- **Sexto punto**. Fluencia acero columna derecha.

En la figura 5.82 se observa que el rango elástico el daño se concentra en el panel de relleno hasta el punto donde comienza a fluir el acero de la malla y de ese instante el daño se reparte conjuntamente entre el panel de relleno y columnas dando una falla de corte en el panel de relleno y de flexión en columnas.

5.2.4.3 Modelo de panel reforzado con daño previo

Para este modelo se consideró de igual manera del que el modelo de panel reforzado, salvo que en este modelo se redujo la capacidad de los elementos que lo conforman agrietando las secciones para con esto considerar el daño que sufrieron en el ensayo previo. En las columnas al hormigón se le agrieto un 20% y en la viga se agrieto un 50%. Como se obtuvo una diferente resistencia de mortero se cambió la propiedad sus propiedades.

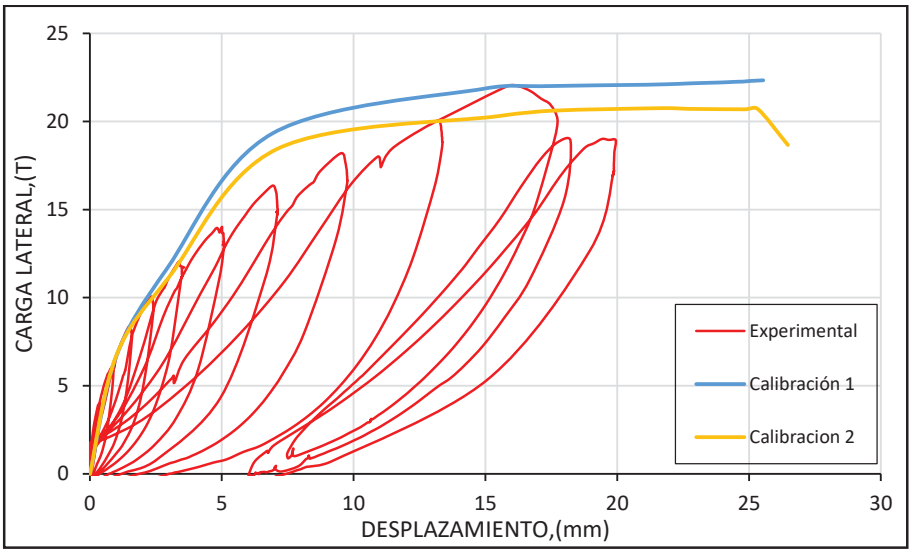
Fig. 5.83: Modelo de panel reforzado con daño previo



FUENTE: SeismoStruct,2016
ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Se realizó cambios específicos y como resultado se obtuvo la curva de capacidad que se muestra en la figura 5.84 que es comparada con la obtenida experimentalmente.

Fig. 5.84: Modelo Experimental vs. Modelo Analítico-Panel reforzado con daño previo.

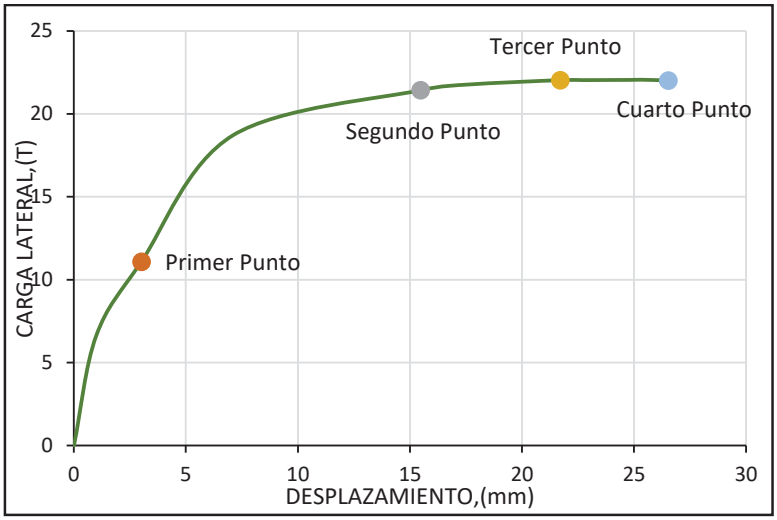


ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Se puede notar que la calibración 2 cumple con la capacidad obtenida en el ensayo cíclico, pero aumentado la deformación máxima del mortero de enlucido se consigue un aproximado a la capacidad máxima del modelo experimental como se muestra en la curva obtenida en la calibración 1.

En la figura 5.85 se puede observar el progreso de daño que tiene el modelo analítico.

Fig. 5.85: Progreso de daño – Panel reforzado con daño previo



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Se consiguió cuatro puntos de progreso los cuales tienen los siguientes daños:

- **Primer punto.** Fisuración en del hormigón enchapado, vigas y columnas, fluye malla electrosoldada, máxima deformación hormigón del enchapado.
- **Segundo punto**. Fluencia acero columna izquierda, máxima deformación hormigón del enchapado.
- **Tercero punto**. Aplastamiento del núcleo del hormigón del enchapado.
- **Cuarto punto**. Fluencia acero columna derecha y viga.

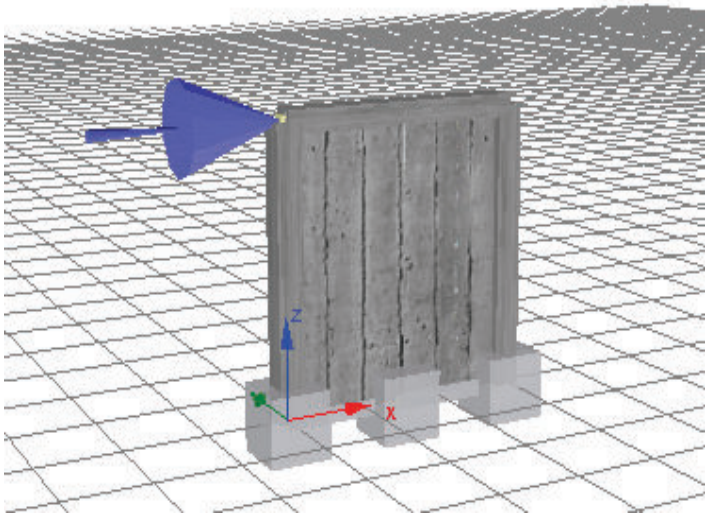
En la figura 5.85 se observa que el modelo concentra el daño en el panel de relleno de igual manera lo visto en el panel reforzado, pero por su daño previo se puede notar que las columnas comienzan a fluir en una etapa más temprana.

Una vez calibrado los tres modelos se podrá tener una comparación entre ellos como lo mostrado en la figura 5.88 y 5.89.

5.2.4.4 Modelo de panel de relleno reforzado adecuadamente

El modelo ideal es uno en el cual el sistema funciona como un cuerpo monolítico, para esto se colocó un empotramiento en el centro del panel reforzado y mediante brazos rígidos vincular a los nudos de columnas como se muestra en la siguiente figura 5.86. Los materiales que se utilizaron para el modelo son los usados en el panel reforzado.

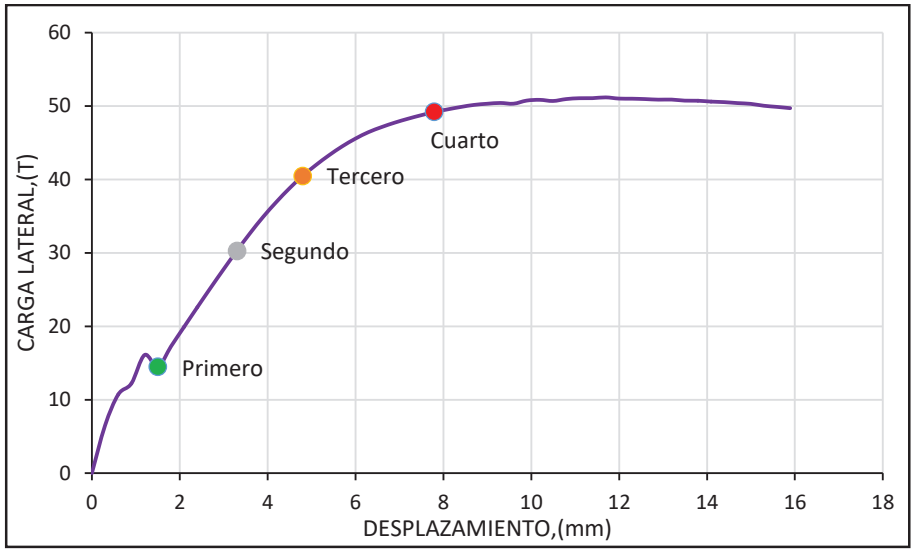
Fig. 5.86: Modelo de panel reforzado adecuadamente



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Como se puede observar en la figura 5.87. la capacidad obtenida es de 51,18t con un desplazamiento de 11,69mm. En capacidad representa 1,57 veces mayor la obtenida experimentalmente, lo que nos muestra este resultad es lo importante que es realizar adecuadamente los anclajes y traslapes tanto horizontales y verticales.

Fig. 5.87: Curva de capacidad y progreso de daño-panel reforzado adecuadamente



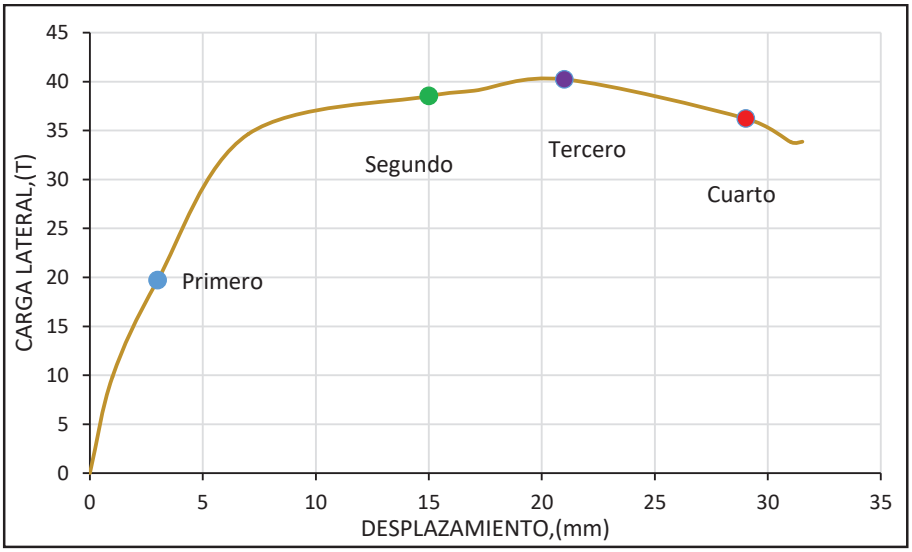
ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

El progreso de daño que se obtuvo es el mostrado en la figura 5.86 y se consiguientes puntos:

- **Primer punto.** Fisuración en del hormigón enchapado y columnas.
- **Segundo punto**. Fluencia malla electrosoldada, fisuración en del hormigón enchapado y columnas**.**
- **Tercero punto**. Máxima deformación del hormigón del enchapado no confinado.
- **Cuarto punto**. Máxima deformación del hormigón del enchapado confinado, fluencia columna izquierda.

Ya que el modelo no considera el bloque de hormigón, por lo que la capacidad que se obtendría en un panel rehabilitado debería ser un poco menor o similar a la obtenida con ecuaciones de diseño del ACI-318.

Fig. 5.88: Curva de capacidad y progreso de daño-panel rehabilitado adecuadamente

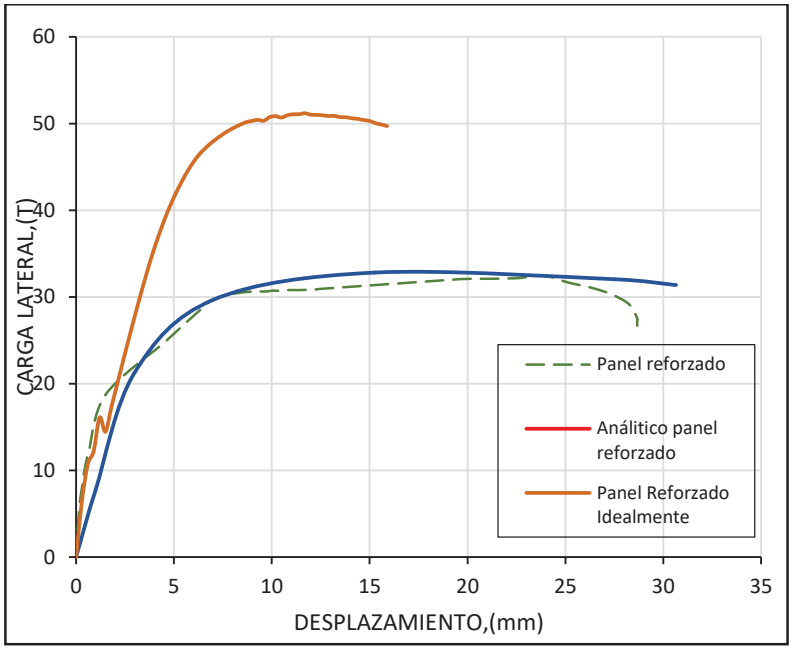


ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

El progreso de daño que se obtuvo es el mostrado en la figura 5.88 y se consiguientes puntos:

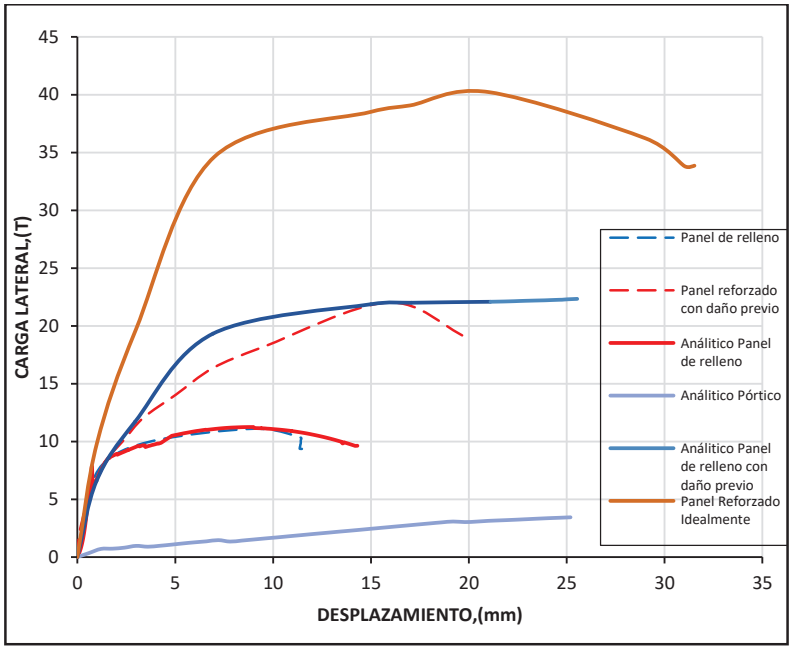
- **Primer punto.** Fisuración en del hormigón enchapado y columnas.
- **Segundo punto**. Fluencia malla electrosoldada, máxima deformación hormigón confinado enchapado, fluencia en columna izquierda.
- **Tercero punto**. Fluencia columna derecha
- **Cuarto punto**. Máxima deformación hormigón no confinado columna.

Fig. 5.89: Curvas de capacidad Experimentales vs. Analíticas - Panel de relleno reforzado



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.90: Curvas de capacidad Experimentales vs. Analíticas - Panel de relleno rehabilitado



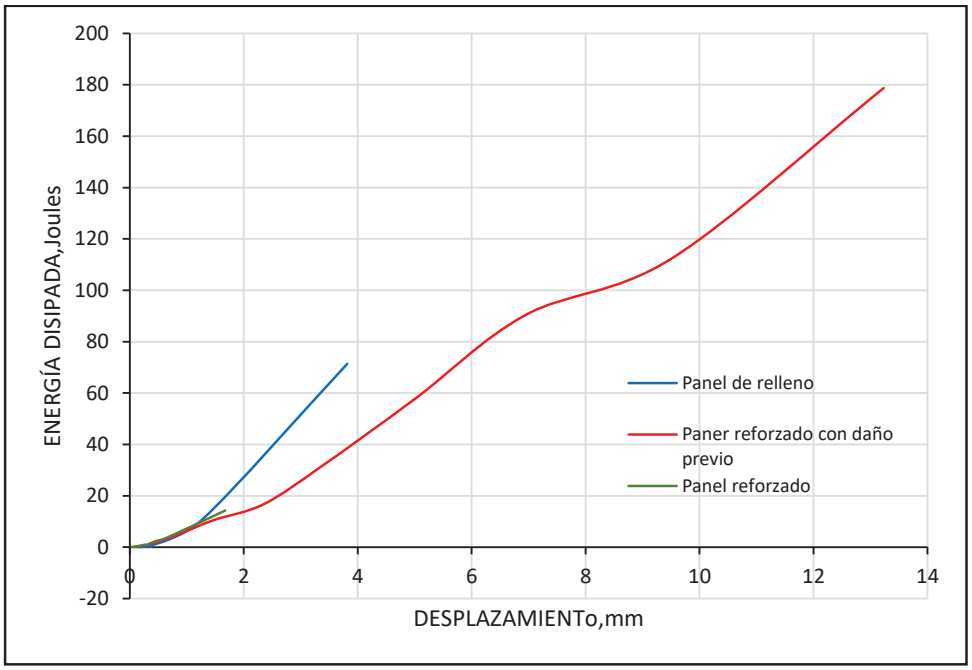
ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

5.3 PROPIEDADES ESTRUCTURALES

5.3.1 ENERGÍA DISIPADA

La energía disipada es el área que encierra la curva de histéresis en cada ciclo. Para tener una mejor apreciación de la energía que se disipa en cada modelo se puede visualizar en la figura 5.91.

Fig. 5.91: Disipación de energía



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

No se puede conocer la energía que disipa el panel reforzado debido a que el ensayo cíclico solo alcanzo hasta ciclos en el rango elástico y no se pudo conocer su comportamiento cíclico hasta el colapso.

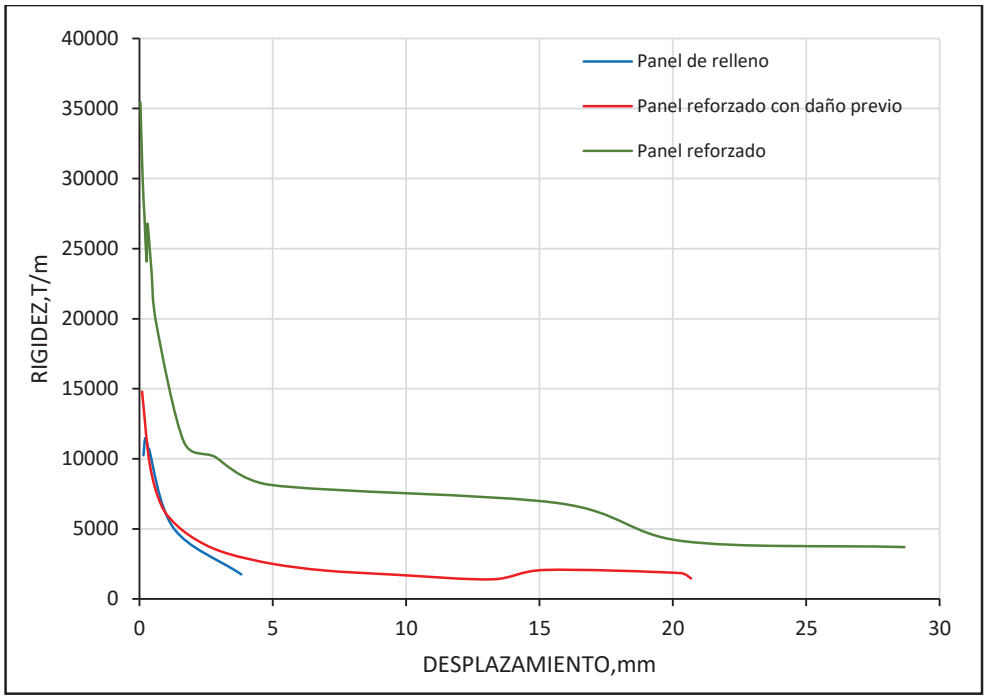
La energía disipada por el panel de relleno llego a los 83,5 joules en un desplazamiento de 3,81mm, mientras que el panel reforzado con daño previo llego a 504,48 joules en un desplazamiento de 13,23mm.

Al utilizar el enchapado como un sistema de reforzamiento de paneles de relleno para su rehabilitación se aumentó a seis veces más la capacidad de disipar energía.

5.3.2 DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ

Para considerar la degradación de la rigidez se tomó en cuenta la rigidez inicial y la rigidez secante de cada curva. La rigidez inicial es la pendiente que toma la curva al inicio de su ciclo, mientras que la rigidez secante es la pendiente que toma una recta entre el punto máximo y mínimo de carga y con su respectivo desplazamiento dando los siguientes resultados mostrados en la figura 5.92. Se puede visualizar que la tendencia en la degradación de la rigidez es una exponencial decreciente.

Fig. 5.92: Degradación de la rigidez



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

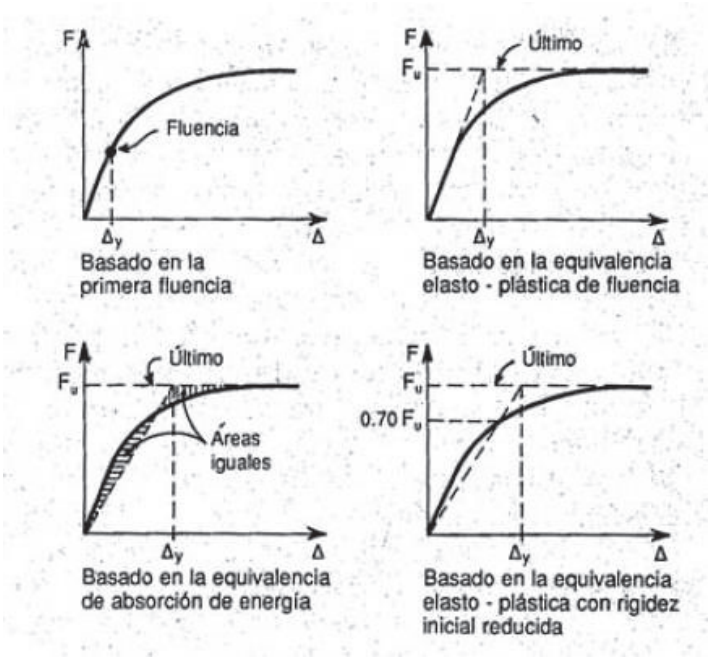
El modelo de panel de relleno su rigidez inicial fue de 10252,87 t/m y al término del ensayo obtuvo una rigidez de 1748,95 t/m reduciendo su rigidez en un 83% debido a la fractura que sufrió el panel. Rehabilitado el panel recupera su rigidez inicia y

aumenta a 14794,38 t/m y una vez terminado el ensayo disminuye a 1389,52 t/m que representa una degradación del 90%. Al reforzar el panel de relleno se obtiene un gran aumento de rigidez, esto se debe a la colocación del mortero y la malla haciendo que el panel de relleno se comporte como un muro portante, al principio tuvo una rigidez inicial de 35433,21 t/m y al término del ensayo se obtuvo una rigidez 3699,33 t/m que representa una degradación 90%.

5.3.3 DUCTILIDAD DE DESPLAZAMIENTO

Es la capacidad de la estructura de sufrir grandes desplazamientos sin afectar la capacidad de carga en la zona inelástica. Para obtener este parámetro es necesario conocer los puntos de fluencia y últimos, como la identificación del punto de fluencia no es fácil en este tipo de estructuras de mampostería se utiliza un sistema elasto-plástico de rigidez reducida. (Gallegos & Casabonne, 2005)

Fig. 5.93: Determinación de las condiciones de fluencia



FUENTE: GALLEGOS,2005

Tabla 5.1: Puntos obtenidos por el sistema elasto-plástico con rigidez reducida

	Panel de relleno		Panel reforzado con daño previo		Panel reforzado	
Puntos	Carga (T)	Δ(mm)	Carga (T)	Δ(mm)	Carga (T)	Δ(mm)
Fluencia	5,6	0,71	15,0	5,9	22,7	3,5
Último	8,0	1,28	22,0	15,9	32,5	23,8

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Para obtener la ductilidad por desplazamiento se utiliza la relación expresada en la ecuación 5.15. Dando los resultados mostrado en la tabla 5.3.

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y} \qquad (5.15)$$

Donde:

μ = Ductilidad por desplazamiento

Δu = Desplazamiento carga última

Δu = Desplazamiento carga de fluencia

Tabla 5.2: Ductilidad por desplazamiento

Panel de relleno	Panel reforzado con daño previo	Panel reforzado
μ = 7,41	μ = 2,71	μ = 6,78

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Se obtiene una alta ductilidad en el panel de relleno ya que la estructura es flexible, el panel de relleno reforzado muestra una similar ductilidad que el panel de relleno simple por lo que las dos estructuras tienen igual relaciones de desplazamiento ultimo y desplazamiento de fluencia, pero se diferencian en la capacidad y desplazamiento. El panel reforzado con daño previo es el que muestra la menor ductilidad esto es debido al daño previo en los elementos estructurales.

5.3.3 DERIVA

Es la relación que existe entre el desplazamiento lateral y altura de entrepiso, en la tabla 5.5 se muestran las derivas obtenidas en los tres modelos. El modelo panel

reforzado muestra una deriva 1,14% que cumpliría con lo solicitado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción y de igual manera con el panel rehabilitado ya que su deriva es del 0,79%.

Se puede notar la fragilidad del panel de relleno que apenas con un 0,45% de deriva ya sufre daños.

Tabla 5.3: Derivas

DERIVAS	
Panel de relleno	0,0045
Panel reforzado	0,0114
Panel reforzado con daño previo	0,0079

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

5.4 ANÁLISIS COSTO-BENEFICIO

El análisis costo beneficio tiene como enfoque analizar las diferentes soluciones que existen ante un problema que se puede presentar en un proyecto, un buen análisis costo-beneficio toma en cuenta en términos monetarios los beneficios que existen al tomar en cuenta cierta soluciones y con esto tomar la decisión correcta según los costos previstos en el proyecto contra los beneficios a largo plazo. (Martinez, 2014)

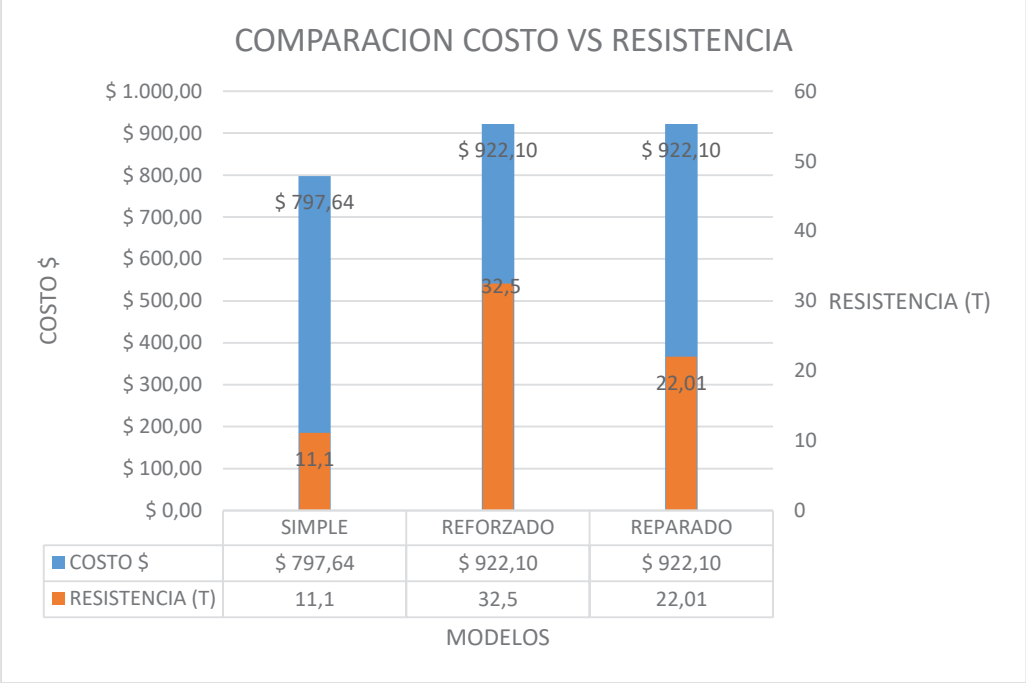
Para este análisis se tomó en cuenta el costo de los materiales y de la mano de obra tanto para el modelo sin reforzamiento, reforzado y rehabilitado. Con estos costos se hace una comparación y se verifica si este reforzamiento tiene un costo elevado respecto al modelo sin reforzamiento estos costos y comparaciones se los muestra en la tabla 5.5 y además se muestra una comparación de resistencia vs el costo en la figura 5.94. Para el cálculo del costo de la construcción de los modelos de mampostería se utilizó los precios registrados en la Cámara de la Industria de la Construcción CAMICON 2016.

Tabla 5.1: Costo de modelos

COSTO DE MODELOS	
MODELO SIN REFORZAMIENTO	**$ 797,64**
MATERIALES	$ 522,64
MANO DE OBRA	$ 275,00
MODELO CON REFORZAMIENTO	**$ 922,10**
MATERIALES	$ 592,10
MANO DE OBRA	$ 330,00
DIFERENCIA DE PRECIOS	$ 124,46
PORCENTAJE DE AUMENTO DE PRECIO	16%

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Fig. 5.94: Costo-Beneficio



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

Se observa que no existe un gran aumento de precio de la mampostería reforzada respecto a la mampostería simple, este aumento $124.26 que corresponde al 16% del costo de la mampostería simple.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- Los materiales utilizados para la realización de los modelos tuvieron propiedades mecánicas y físicas semejantes a las se obtienen en una estructura aporticada típica del país, haciendo que los comportamientos de los modelos obtenidos de los ensayos se asemejen al posible comportamiento de una estructura típica.
- La resistencia obtenida en laboratorio para el hormigón fue de 210kg/cm2, pero debido a la mano de obra no calificada este resultado vario, y se obtuvieron diferentes resistencias del hormigón para las secciones del modelo por lo cual se utilizó una resistencia promedio de 205kg/cm2 lo cual es lo bastante cercana a la resistencia requerida por lo tanto se puede decir que el hormigón es de resistencia semejante a las resistencias de las construcciones típicas en el país.
- Para el acero de refuerzo, las varillas utilizadas son de una resistencia de fluencia promedio de 434.3MPa (4300kg/cm2) y la misma que es utilizado en los cálculos de diseño, mientras que la malla electrosoldada tuvo una resistencia promedio de 483MPa (4925.15kg/cm2) pero con la diferencia que la malla puede fallar en la soldadura como se pudo observar en los ensayos, por lo tanto, la malla tendrá una falla en la soldadura mas no por fluencia.
- El mortero tanto de pega de los bloques como para el enlucido dio una resistencia promedio de 140kg/cm2, esta resistencia dependió del tipo de material y el tiempo que se usó para su elaboración, que en nuestro caso fue polvo de piedra la cual dio una mejor, por lo cual se concluye que el polvo de piedra da una buena resistencia al mortero tanto de pega como de enlucido y refiriéndose al reforzamiento, otorga un aumento a la capacidad de los modelos.
- Respecto al diseño de los modelos los cuales estuvieron de acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción, se notó que las secciones mínimas

de 25x25cm para viviendas de dos pisos armadas en base a las recomendaciones tienen un comportamiento adecuado, entonces si se refuerza a los paneles de relleno con malla electrosoldada se crearía muros de corte de baja capacidad.

- La malla electrosoldada escogida de Φ6mm@10cm ayudo con gran capacidad al panel de relleno con daño previo, lo que provocó el reforzamiento fue mejorar su capacidad en un 200%, esto indica que es factible utilizar este tipo de reforzamiento un panel de relleno con daño inicial que aumenta su capacidad y ductilidad.
- Ya que se realizó dos formas para conectar la malla electrosoldada al panel de relleno, uno con clavos de acero y el otro con binchas se notó que se tuvo un mejor comportamiento cuando se utilizó binchas porque las mallas se conectaron correctamente formando un solo cuerpo, lo que no ocurrió en la otra forma ya que hubo desprendimiento de malla desde el panel de relleno.
- En el comportamiento entre el pórtico y del panel de relleno simple se presentó una falla frágil solo en el panel de relleno, mientras que cuando se refuerza el panel de relleno se obtiene un comportamiento monolítico creando un muro de corte de baja capacidad, donde el comportamiento es dúctil provocando una falla en conjunto pórtico-panel.
- En cuanto a las verificaciones a flexión y a corte, las formulas utilizadas por la NEC y el ACI, nos dan valores referenciales y muestra que los modelos tendrán una falla por flexión a 57.2t y a corte 50.63t, pero en los ensayos experimentales se tuvo una resistencia de 32t, entonces la resistencia del modelo dependió del método con que los modelos fueron construidos y además la conectividad de la malla hacia el pórtico no fue la adecuada ya que no se tuvo un anclaje hacia la cimentación haciendo que trabaje más el pórtico que el panel de relleno, por lo que no trabajo a su capacidad real.
- La importancia de tener un buen anclaje horizontal es porque la capacidad de la malla es reducida a la mitad ya que solo la mitad del acero transversal está anclado a las columnas, por lo que se debería colocar chicotes de anclaje con una separación igual a la separación que presenta la malla electrosoldada siempre y cuando los chicotes tengan el mismo diámetro de

la malla y se tendría que hacer una verificación para el espaciamiento si se tiene un diámetro diferente.

- Se obtuvo que la capacidad del modelo de panel de relleno simple obtuvo una capacidad de 11,1t, esto comparándolo con un panel de relleno reforzado que resistió 32,5t equivale a un aumento de 2,9 veces su capacidad, mientras que si se le rehabilita al panel de relleno aumenta a su capacidad a 22,01t que representa 2 veces más. Esto implica que el método de reforzamiento con malla electrosoldada aumente considerablemente la capacidad del panel de relleno.
- La rigidez de un panel de relleno reforzado con malla electrosoldada aumenta un 345% mientras que al rehabilitar un panel con un daño moderado se obtiene un aumento del 144% la rigidez inicial de un panel de relleno simple.
- Se obtiene al reforzar un panel de relleno con malla electrosoldada una deriva 0,0114 que es 2,5 veces la obtenida en el panel de relleno simple, la deriva que se obtiene no supera el límite impuesto por la Norma Ecuatoriana de la construcción esto indica que el modelo es adecuado para evitar fallas en instalaciones sanitarias y eléctricas.
- La deriva máxima que se obtuvo en el modelo pórtico con panel de relleno simple es del 0,45%, pero el panel de relleno a una deriva de aproximadamente 0,00076 comienza a fisurarse, lo que representa un 38% de la deriva máxima permitida por el NEC que es del 2%. Esto indica que el panel de relleno por su fragilidad se fractura a bajos desplazamiento lateral y se si toma como referencia la máxima deriva del NEC para el diseño la serviciabilidad de toda la vivienda estaría comprometida.
- Se obtuvo al reforzar el panel de relleno con malla electrosoldada una ductilidad por desplazamiento 3,7 veces mayor que un panel simple y si se rehabilitada un panel con malla electrosoldada aumenta su ductilidad por desplazamiento 1,5 veces. Lo que evita la malla electrosoldada es una falla frágil en el panel de relleno aumentando su deformación el rango no lineal.
- La energía que disipa un panel de relleno rehabilitada con malla electrosoldada representa seis veces más que el modelo con paneles de

relleno, esto es debido a capacidad y flexibilidad que gana el modelo por la malla electrosoldada.

- El uso de programas analíticos de análisis no lineal como el SeismoStruct da resultados semejantes en las tres condiciones, pero para un adecuado uso del programa se debe tener un conocimiento mínimo de los materiales constitutivos y criterio para un adecuado uso.
- La grieta que se presentó en la conexión viga-columna del pórtico con panel de relleno simple no sufrió más daño que el presentado, esto se debe a que la malla electrosoldada se conecta a los elementos y todo el modelo actúa monolíticamente formando un tipo de muro de corte y provocando un daño en conjunto pórtico-panel.
- En cuanto al costo de cada modelo se observa que el reforzamiento tiene un incremento del 16% del costo total del modelo sin reforzamiento, esto quiere decir que la elevación del costo es poco respecto a la resistencia que el modelo gana por lo tanto este método de reforzamiento es factible y beneficioso para aplicarlo en estructuras aporticadas.

PROPUESTAS Y RECOMENDACIONES

- Se propone realizar modelos donde se utilicen varios diámetros y separación de acero de malla electrosoldada para así poder caracterizar los resultados tanto analíticamente como constructivamente.
- Se propone utilizar los modelos calibrados y escalarlos a modelos complejos de estructuras de edificaciones para así conocer de una manera más exacta su comportamiento ante un sismo, su máxima capacidad y su desempeño ante eventos sísmicos con diferentes periodos de retorno.
- Se propone un reforzamiento en la conexión viga columna en modelos similares para que no existan fallas tempranas en el nudo. Este reforzamiento consiste en la continuidad del acero de la columna hasta la viga.
- La utilización del modelo del enchapado como un muro de corte es de mucha utilidad para la representación del modelo analítico en la calibración por una carga incremental (Pushover), pero se debería realizar una calibración cíclica para conocer si es adecuado un modelo de este tipo.
- Los ensayos que se realizan a las probetas de los materiales que fueron utilizados en el desarrollo del modelo deben realizarse el día después de haber concluido con el ensayo en el modelo, para así tener las características mecánicas aproximadas ya que algunas de ellas aumentan con respecto al tiempo.
- Al momento de realizar una calibración de modelos estructurales se deben conocer todas las propiedades mecánicas de los materiales que lo involucran, debido a que al utilizar parámetros empíricos en programas analíticos conlleva a tener una incertidumbre en el verdadero comportamiento del modelo.
- Se recomienda que si el daño en los elementos estructurales es severo se debería envolver los elementos con la malla electrosoldada para así mejorar el comportamiento del conjunto.

- Se recomienda una adecuada dosificación del mortero de enlucido ya que la capacidad del reforzamiento depende principalmente de su resistencia.
- Se recomienda que se debe utilizar un adecuado mecanismo de anclaje tanto a la cimentación, viga y columnas para tener un mejor comportamiento del reforzamiento en paneles de relleno. Los anclajes deben cumplir con las especificaciones de las normas vigentes como el ACI-318 y NEC, tanto para la longitud de desarrollo como la separación entre ellos.
- Al momento de realizarse los ensayos se recomienda la utilización de acoples adecuados dependiendo de la carga aplicada los cuales prevean que aplicación de la carga no tenga ninguna excentricidad.

BIBLIOGRÁFIA

ACI-318-11. (2011). *American Concrete Institute, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y comentario.*

ACIS, A. C. (2001). *Manual de Construcción, Evalución y Rehabilitación de Viviendas de mampostería.*

Albañileria. (2006). *Ministerio de la Vivienda, Norma Técnica E.070.* Lima.

Alejandro Cabrera, H. X. (2014). *Módulo de elastidad de hormigos de peso normal empleados en el Ecuador f´c: 21, 24, 28, 35 Mpa.* Quito: Tesis Escuela Politécnica Nacional.

Anasi, O., & Arévalo, D. (2015). *Analisis Comparativo de Muros de Cortante de Homigon Armado con Dieferente Relacion de Aspecto a treves de Ensayos de Carga Lateral en el Plano.* Quito: Tesis, Maestria, Escuela Politécnica Nacional.

Angulo, L., & Lopez, C. (2008). *Reforzamiento de Mamposteria de Ladrillo Artesanal.* Quito: Tesis, Escuela Politécnica Nacional.

ASTM, N. (2008). *American Society of Testing Materials.*

Astorga, A., & Rivero, P. (2009). *Patogias en las edificaciones, módulo III, sección IV. Mérida. Universidad de Los Andes de Venezuela.*

Astroza, M., & Schmidt, A. (2004). *Capacidad de deformación de muros de Albañileria Confinada para distintos niveles de desempeño.* Revista de Ingeniería Sismica No. 70 59-75.

Carrillo Trujillo, C. E. (2008). *Comparación de la respuesta sísmica incorporando y desacoplando la mampostería y técnicas de reforzamiento.* Facultad de Ingeniería Civil. ESPE. Sede Sangolquí.

Crisafulli, F. J. (1997). *Seismic Bhavior of the Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills.* Christchurch, New Zeland.

Dodd, L., & Restrepo, J. (1995). *Model for Predicting Cyclic Behavior of Reinforcing Steel.* England.

Fenandez , L., & Paredes, P. (2010). *Investigacion Teórico Experimental de un Sistema Alternativo.* Quito: Tesis, Escuela Politécnica Nacional.

Gallegos, H., & Casabonne, C. (2005). *Albañileria Estructural.* Lima: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Catolica del Perú.

Hendry, A. W., Sinha, B. R., & Davies, S. R. (2004). *Desing of Masonry Structures.* Depertament of Civil Engineering, University of Edimburgh, UK: E & FN SPON.

IGEPN. (17 de ABRIL de 2016). *INSTITUTO GEOFISICO*. Obtenido de http://www.igepn.edu.ec

INEN, N. (2010). *Norma Técnica Ecuatoriana, Instituto Ecuatoriano de Normalizacion.* Quito.

Kirstchig, K. (1985). *On the failure mechanism of masonry subjected to compresion.* Melbourne, Australia.

Luna, G. (2014). *Estudio del Hormigón.* Quito.

Martinez, J. (2014). *Analisis Costo-Beneficio, Ejemplos de analisis del Sector Privado.* San Juan, Puerto Rico: Estudios Tecnicos INC.

Mender, J. (1988). *Theorical Stress-Strain Model for Confined Concrete.* England.

Menegotto, M., & Pinto, P. (1973). *Method of Analisis for Cyclically loaded R.C. plane frame including changes in geometry and non-elastyc behavior of elements under combined normal force and bending.* Roma, Italia: Universidad de Roma.

NEC_SE_HM. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construción, Capitulo Estructuras de Hormigón Armado.*

NEC_SE_MP. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construción, Capitulo Mampostería Estructural.*

NEC_SE_VIVIENDA. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construción, Capitulo Viviendas hasta 2 pisos con luces hasta 5m.*

Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic Design of reinforced Concrete and Masonry Buildings.* Jhon Wiley Sons INC.

Schneider, R. (1980). *Reinforced Masonry Design.* New Jersey: Pretince-Hall.

Seismosoft. (2016). *"SeismoStruct 2016- A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures,"*. Obtenido de http://www.seismosoft.com

Sosa, D. (2014). *Comportamiento de la Conexion Pilote-Losa en Hormigon Estructural.* Quito: Tesis, Maestria. Escuela Politécnica Nacional.

Sullivan, T. J., Calvin, G. M., & Priestly, M. J. (2004). *Iinitial Stiffness versus Secant Stiffness in Displacement Based Design.* Vancouver, B.C., Canada: 13" World Conference of Earthquake Engineering.

Tena, A., Juarez, A., & Salinas, V. (2007). *Resistencia y Deformacion de Muros de Mmaposteria Combinada y Confinada sujetos a Cargas Laterales.* Mexico D.F.: Revista de Ingenieria Sismica N° 7629-60.

Troncoso , L., Vaca, S., Placencia , P., Alvarado, A., Egred, J., Yepes, H., . . . Troncoso, A. (2008). *Reforzamiento estructual de construcciones de adobe.* Quito: Instituto de la Escuela Politecnica Nacional Corporación Editora Nacional.

Zabala, O., & Zabala, J. (2006). *Rehabilitación de mamposterias agrietadas de ladrillo artesanal.* Quito: Tesis, PUCE.

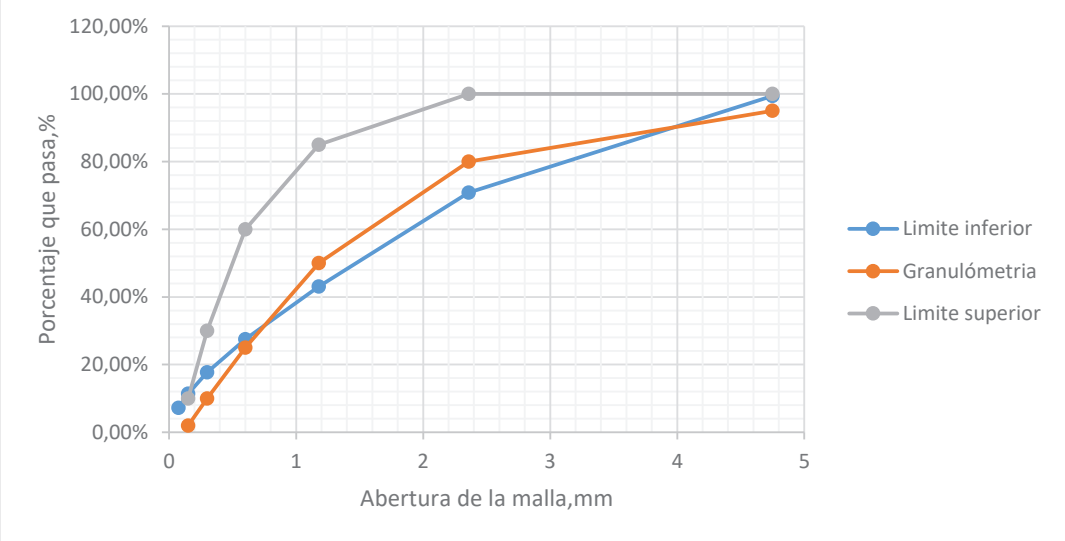
ANEXOS

ANEXOS N°1

DOSIFICACIÓN

GRANULOMETRIA DEL AGREGADO FINO

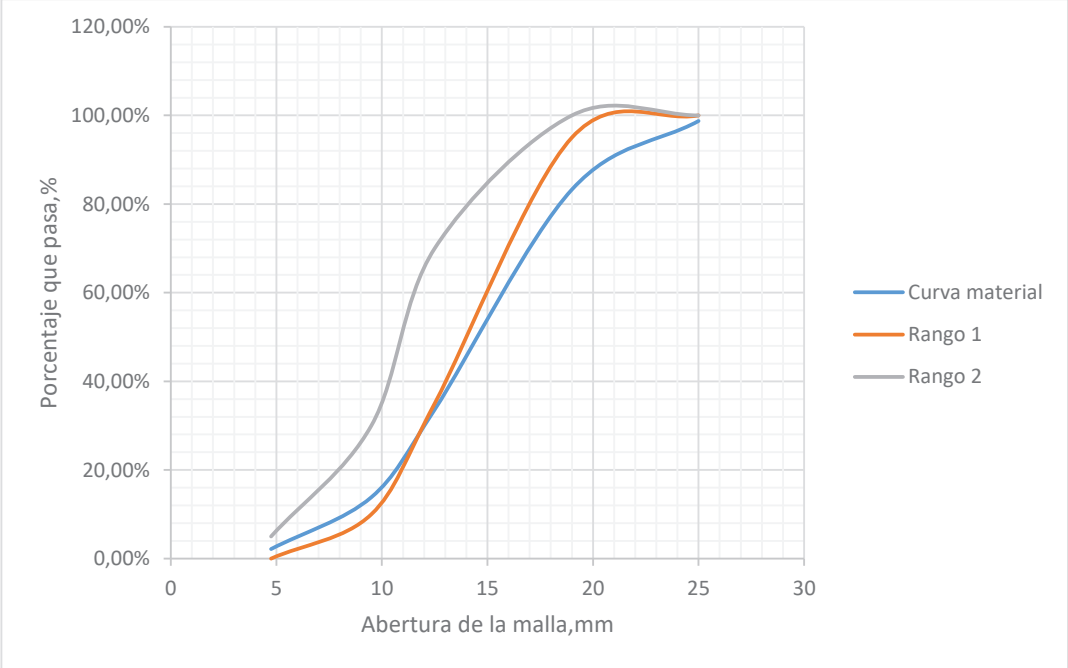
Granulometria Agregado fino							
Tamices	Abertura malla	Peso retenido	Acumulado	Retenido	Pasa	Rangos	
	mm	g	g	%	%		
N°4	4,75	5,9	5,9	0,59%	99,41%	95%	100%
N°8	2,36	284,7	290,6	29,17%	70,83%	80%	100%
N°16	1,18	276,7	567,3	56,95%	43,05%	50%	85%
N°30	0,6	154,6	721,9	72,47%	27,53%	25%	60%
N°50	0,3	98,1	820	82,32%	17,68%	10%	30%
N°100	0,15	62,8	882,8	88,63%	11,37%	2%	10%
N°200	0,075	41	923,8	92,74%	7,26%		
Bandeja		72,3	996,1	100,00%	0,00%		
			Mf=	3,30			



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

GRANULOMETRIA DEL AGREGADO GRUESO

Granulometria Agregado grueso								Rangos	
Tamices	Abertura malla	Peso retenido+ Bandeja	Bandeja	Peso Retenido	Acumulado	Retenido	Pasa		
	mm	Kg	Kg	Kg	Kg	%	%		
1"	25	0,14	0	0,14	0,14	1,26%	98,74%	100%	100%
3/4"	19	1,72	0	1,72	1,86	16,73%	83,27%	95%	100%
1/2"	12,5	5,52	0	5,52	7,38	66,37%	33,63%	35%	70%
3/8"	9,5	2,2	0	2,2	9,58	86,15%	13,85%	10%	30%
N°4	4,75	1,3	0	1,3	10,88	97,84%	2,16%	0%	5%
Bandeja		5,55	5,31	0,24	11,12	100,00%	0,00%		
					Mf=	7,68			



ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

DENSIDADES DE MATERIALES

AGREGADO FINO			
PROPIEDADES			
PESO UNITARIO SUELTO	1,61	(gr/cm3)	
PESO UNITARIO COMPACTADO	1,77	(gr/cm3)	
PESO ESPECIFICO SSS	2,47	(gr/cm3)	
ABSORCION	6,40%		
MODULO DE FINURA	3,30		
CONTENIDO DE HUMEDAD	4%		

AGREGADO GRUESO			
PROPIEDADES			
PESO UNITARIO SUELTO	1,40	(gr/cm3)	
PESO UNITARIO COMPACTADO	1,55	(gr/cm3)	
PESO ESPECIFICO SSS	3,04	(gr/cm3)	
ABSORCION	1,90%		
MODULO DE FINURA	7,68		
CONTENIDO DE HUMEDAD	1%		

CEMENTO			
PROPIEDADES			
PESO UNITARIO SUELTO	1,04	(gr/cm3)	
PESO UNITARIO COMPACTADO	1,30	(gr/cm3)	
DENSIDAD REAL	3,14	(gr/cm3)	

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

DOSIFICACIÓN

	MIN	MAX	CONSIDERADO	
ASENTAMIENTO RECOMENDADO TIPO DE CONSTRUCCION	7,6	15	5	cm
TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO SEGUN DIMENSION DE LA SECCION		1		plg
CANTIDAD DE AGUA DE MEZCLADO		193		litros/m3
RELACION AGUA/CEMENTO		0,53		lt/kg cmto
VOLUMEN APARENTE DEL GRGADO GRUESO		0,64		
VOLUMEN DE AIRE APTRAPADO		1,5%		

CORRECCION ARENA Y RIPIO		
ARENA	0,22	
RIPIO	0,14	
	0,36	

	VOLUMEN (dm3)/m3	DENSIDAD	PESO SSS (kg)	CANTIDAD REALTIVA EN PESO	COREGIDO	RELACION EN PESO
AGUA	178	1	193	0,53	207,57	0,57
CEMENTO	115,97	3,14	364,15	1	364,15	1,00
ARENA	379,53	2,47	936,652	2,6	936,43	2,57
RIPIO	326,35	3,04	990,49	2,7	990,35	2,72

ELABORADO POR: Albuja-Pantoja

ANEXOS N°2

ENSAYOS A MATERIALES

ENSAYOS A BLOQUES DE HORMIGÓN

No	LARGO	PROFUNDIDAD	ALTURA	PESO	ESFUERZO
	(cm)	(cm)	(cm)	(kg)	(kg/cm2)
1	40	15	20,1	10919,3	26,7
2	40,1	15,1	19,9	10665,7	16,3
3	40	14,8	20	11146,7	12,6
4	40,1	15,1	20,4	11168,2	19,2
5	40,1	15	19,9	10328,7	15,7
6	40,1	15,1	20,1	11818,1	32,9
7	40,4	14,9	19,9	10476,1	16,3
8	40,1	15	20,2	10909,4	22,6
9	40,3	14,9	19,9	11923,9	19,9
10	40,2	15	20	10893	14,7

ENSAYOS A BLOQUES DE MORTERO

Mortero enlucido mampostería reforzada				
No.	**Día**	**Peso gr.**	**Carga T**	**Esfuerzo Kg/cm2**
1	65	270,9	3,49	139,6
2	65	269	3,64	145,6
		269,95	Promedio	142,60

Mortero enlucido mampostería reparada				
No.	**Día**	**Peso gr.**	**Carga T**	**Esfuerzo Kg/cm2**
1	33	243,3	0,85	34
2	33	241,2	0,875	35
3	33	241,5	0,9	36
			Promedio	35,00

Mortero mampostería				
No.	**Día**	**Peso gr.**	**Carga T**	**Esfuerzo Kg/cm2**
1	28	270,3	2,85	114
2	28	269,5	2,56	102,4
3	28	270,1	1,53	61,2
			Promedio	92,53

CILINDROS DE HORMIGÓN

CILINDROS DE HORMIGÓN						
No.	**Día**	**Diámetro cm**	**Altura cm**	**Peso gr.**	**Carga T**	**Esfuerzo Kg/cm2**
1	7	10,02	20	3857,7	12,73	161,44
2	7	10,03	20,02	3846,6	11,907	150,70
3	7	10,02	20	3763	13,876	175,97
4	7	10,01	20	3746,1	13,383	170,06
1	14	10,02	20	3842,7	15,257	193,48
2	14	9,9	20	3871	16,543	214,91
3	14	10,02	20	3959,5	15,682	198,87
1	28	9,8	20	3816,9	17,355	230,08
2	28	10,1	20	3778,2	18,498	230,88
3	28	10,1	20,1	3854,3	18,58	231,91

ACERO DE REFURZO Y MALLA ELECTROSOLDADA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA MECÁNICA

LABORATORIO DE ANÁLISIS DE ESFUERZOS Y VIBRACIONES

INFORME TÉCNICO

LAEV – MAY.17.15.0

Quito, 15 de mayo de 2017

TRABAJO SOLICITADO POR: **ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL**
Ing. Christian Gómez

Los resultados contenidos en el presente informe corresponden a ensayos realizados en varillas pertenecientes a la señorita Liz Rivas para el desarrollo del trabajo de titulación "ANÁLISIS DE LAS PROPIEDADES ESTRUCTURALES DE UNA MAMPOSTERÍA CONFINADA Y UNA MAMPOSTERÍA REFORZADA" y de los señores Jonathan Pantoja y Diego Albuja para el desarrollo del trabajo de titulación "ESTUDIO DEL REFORZAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA DE BLOQUE DE HORMIGÓN CON MALLA ELECTROSOLDADA MEDIANTE ENSAYOS DESTRUCTIVOS". Las probetas fueron entregadas en el Laboratorio de Análisis de Esfuerzos y Vibraciones de la Escuela Politécnica Nacional.

RESULTADOS

1. **MUESTRAS:** Tres (3) varillas electrosoldadas de diámetro 6 mm y nueve (9) varillas corrugadas de diámetro 10, 12 y 14 mm para ensayo de tracción.

2. **ENSAYO DE TRACCIÓN A MATERIAL BASE**

En la tabla 1 se muestran los resultados del ensayo de tracción realizado a las varillas de 10, 12 y 14 mm.

Tabla 1. Resultados del ensayo de tracción a las varillas corrugadas.

Id.	Diámetro nominal	Carga máxima registrada		Límite de fluencia		Resistencia a la tracción		% Elongación en 200 mm
	mm	lbf	N	ksi	MPa	ksi	MPa	
D10 T-1	10,00	10.768	47.900	65,3	450	88,5	610	19,9
D10 T-2	10,00	10.791	48.000	65,1	449	88,6	611	21,2
D10 T-3	10,00	10.768	47.900	66,6	459	88,5	610	21,1
D12 T-1	12,00	14.500	64.500	60,5	417	82,7	570	24,1
D12 T-2	12,00	14.433	64.200	60,0	414	82,3	568	23,2
D12 T-3	12,00	14.388	64.000	60,5	417	82,1	566	23,2
D14 T-1	14,00	20.390	90.700	62,8	433	85,5	589	16,9
D14 T-2	14,00	20.008	89.000	61,8	426	83,9	578	18,0
D14 T-3	14,00	20.682	92.000	64,1	442	86,7	598	[illegible]

FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA
ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

LAEV-EPN

Página 1 de 6

En la tabla 2 se presenta los resultados del ensayo de tracción realizado a las varillas electrosoldadas.

Tabla 2. Resultados del ensayo de tracción en varillas electrosoldadas.

Id.	Diámetro nominal	Carga máxima registrada		Resistencia a la tracción		Obs.
	mm	lbf	N	ksi	MPa	
D6 T-1	6,00	3.055	13.590	69,7	481	FJS
D6 T-2	6,00	3.280	14.590	74,8	516	FJS
D6 T-3	6,00	3.305	14.700	75,4	520	FJS

*FJS: Falla en la junta soldada.

Las curvas de esfuerzo vs. porcentaje de deformación se muestran en el anexo. El porcentaje de deformación que se puede observar en la curva corresponde al desplazamiento del cabezal de la máquina universal de ensayos.

	ELABORADO POR:	REVISADO POR:	APROBADO POR:
Firma:			
Nombre:	Ing. Patricio Fuentes	Ing. Alexis Sola	Ing. Jonathan Castro, M.Sc.
Cargo:	ASISTENTE	ESPECIALISTA	JEFE (E)
LABORATORIO DE ANÁLISIS DE ESFUERZOS Y VIBRACIONES			

FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA
LAEV
ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

ANEXO

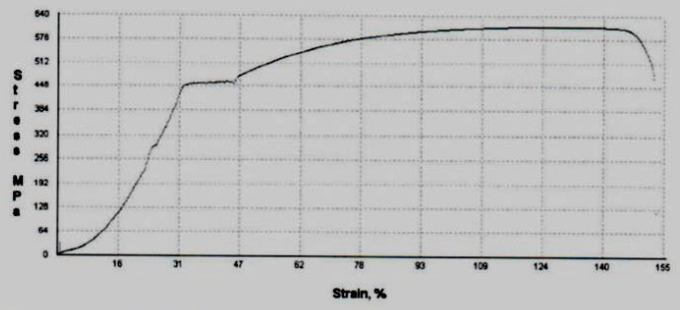


Figura 1. Curva de Esfuerzo vs porcentaje de deformación de la probeta D10 T-1.

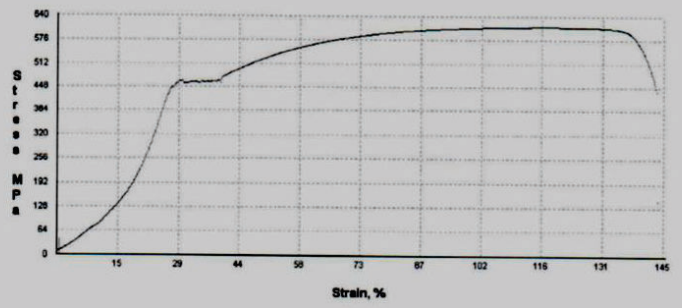


Figura 2. Curva de Esfuerzo vs porcentaje de deformación de la probeta D10 T-2.

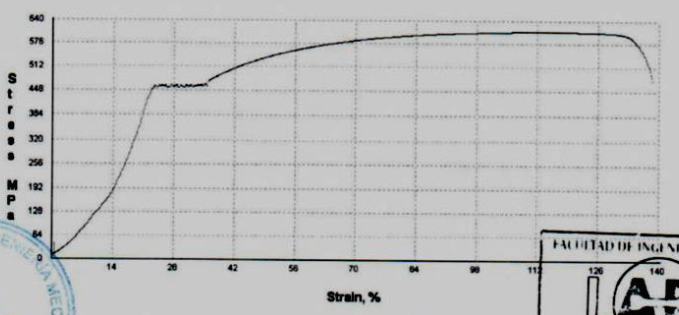


Figura 3. Curva de Esfuerzo vs porcentaje de deformación de la probeta D10 T-3.

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA MECÁNICA EPN QUITO-ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA LAEV ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

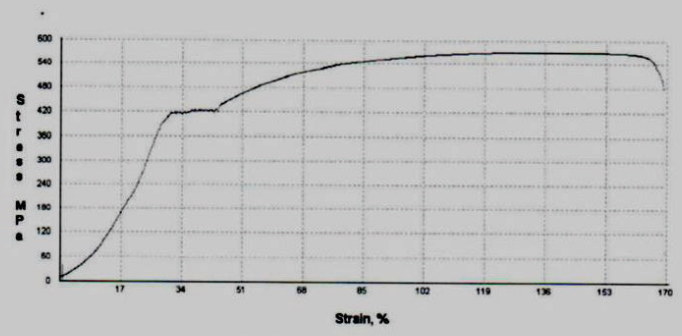


Figura 4. Curva de Esfuerzo vs porcentaje de deformación de la probeta D12 T-1.

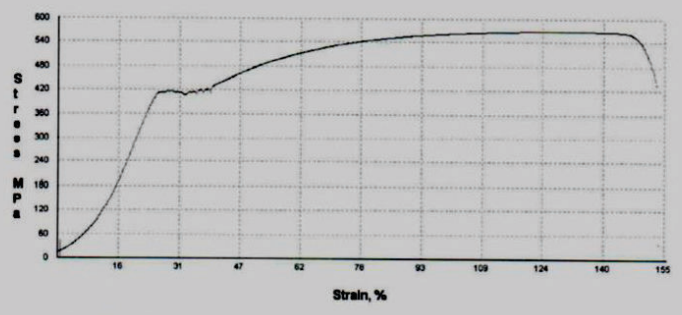


Figura 5. Curva de Esfuerzo vs porcentaje de deformación de la probeta D12 T-2.

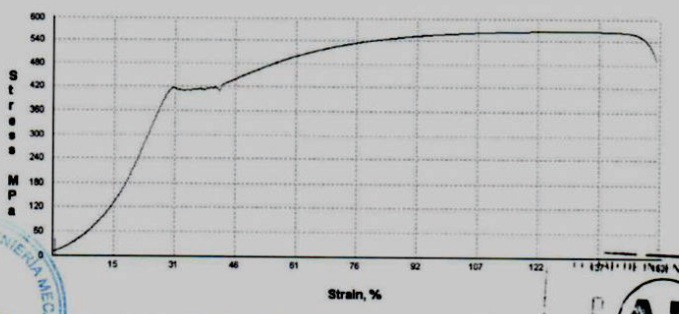


Figura 6. Curva de Esfuerzo vs porcentaje de deformación de la probeta D12 T-3.

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA MECÁNICA EPN QUITO-ECUADOR
LABORATORIO DE INGENIERÍA MECÁNICA
ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

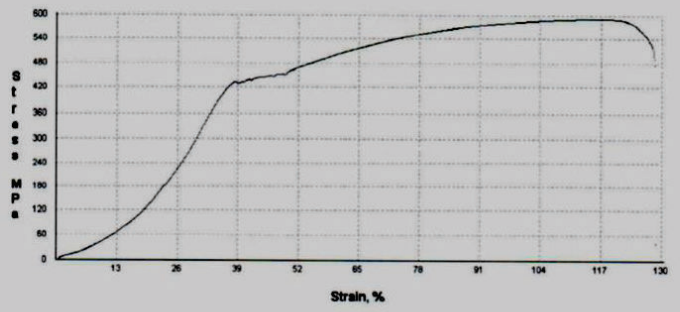


Figura 4. Curva de Esfuerzo vs porcentaje de deformación de la probeta D14 T-1.

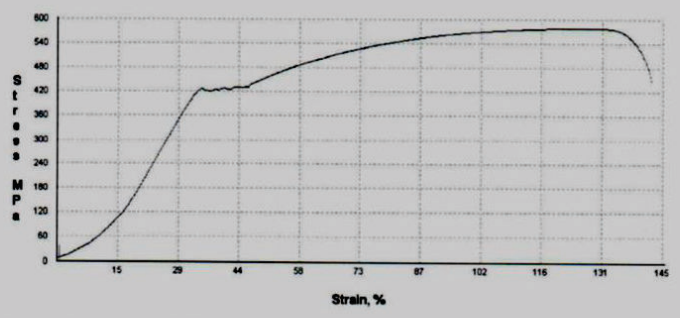


Figura 5. Curva de Esfuerzo vs porcentaje de deformación de la probeta D14 T-2.

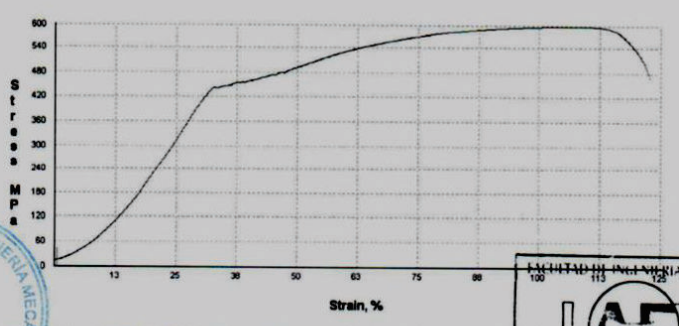


Figura 6. Curva de Esfuerzo vs porcentaje de deformación de la probeta D14 T-3.

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA MECÁNICA
EPN
QUITO-ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA
LAEV
ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

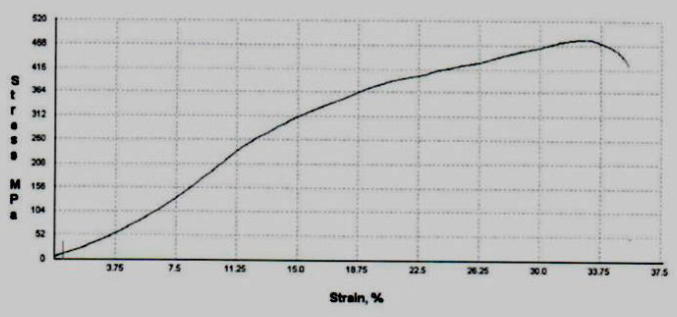


Figura 4. Curva de Esfuerzo vs porcentaje de deformación de la probeta D6 T-1.

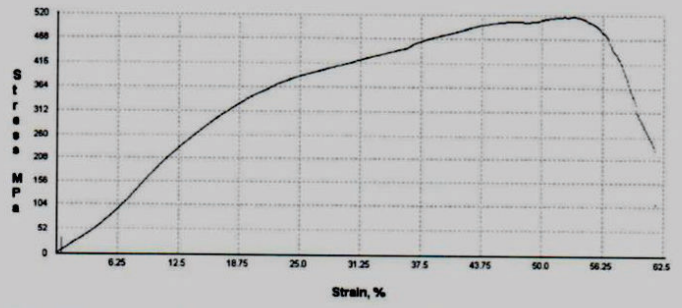


Figura 5. Curva de Esfuerzo vs porcentaje de deformación de la probeta D6 T-2.

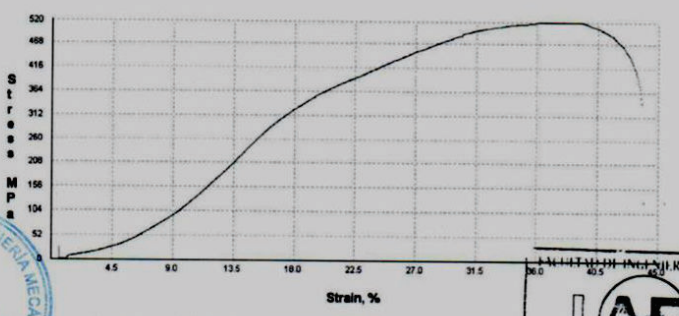


Figura 6. Curva de Esfuerzo vs porcentaje de deformación de la probeta D6 T-3.

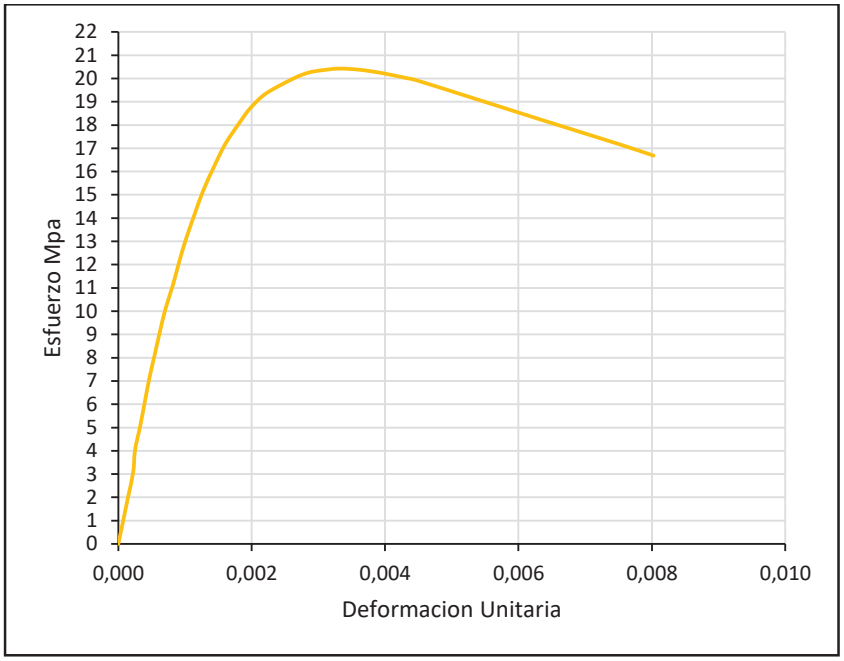
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA MECÁNICA
EPN
QUITO-ECUADOR
LABORATORIO DE INGENIERÍA MECÁNICA
LAEV
ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

ANEXOS N°3

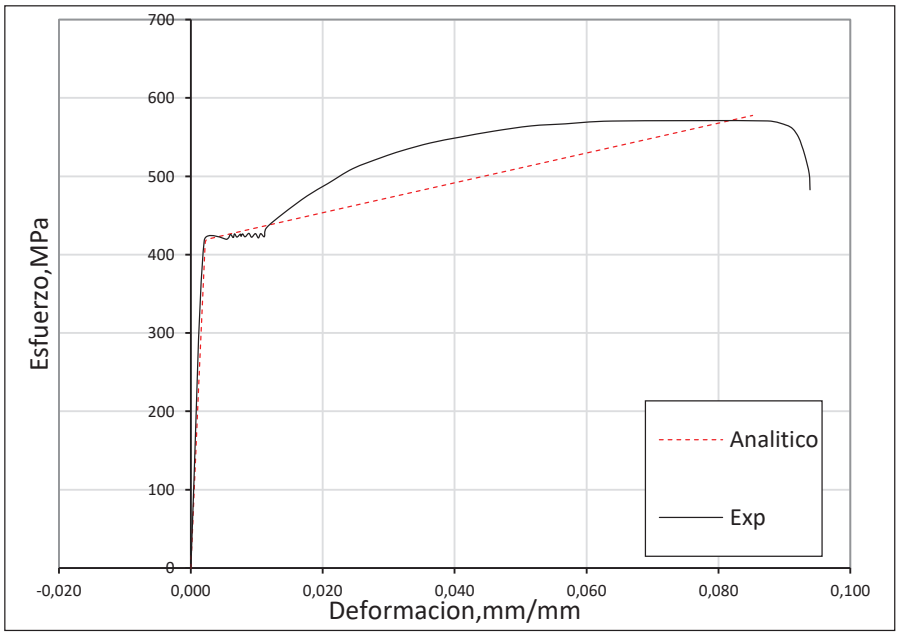
CALIBRACION DE MODELOS

PÓRTICO CON PANEL DE RELLENO SIMPLE

Detalle de propiedades	Columnas	Vigas	Unidades
Resistencia a la compresión - fc	20179,536	20179,536	kPa
Resistencia a la tracción - ft	2017,819	2017,819	kPa
Módulo de Elásticidad - Ec	17584000	17584000	kPa
Deformación al valor pico del esfuerzo	0,0024	0,0024	mm/mm
Peso específico -ϒ	24	24	kN/m3



Detalle de propiedades		Columnas	Vigas	Unidades
Módulo de elasticidad - E		205940000	205940000	kPa
Límite de fluencia - fy		421333,333	421333,333	kPa
Parámetro de endurecimiento por deformación -u		0,0091	0,0091	-
Parámetro de forma inicial de la curva de transición - R0		20	20	-
Coeficientes de calibración de la forma de la curva de transición	A1	18,5	18,5	-
	A2	0,15	0,15	-
Coeficientes de calibración del endurecimiento isotrópico	A3	0	0	-
	A4	1	1	-
Deformación de rotura/pandeo -		0,087	0,087	-
Peso específico -		78	78	kN/m3

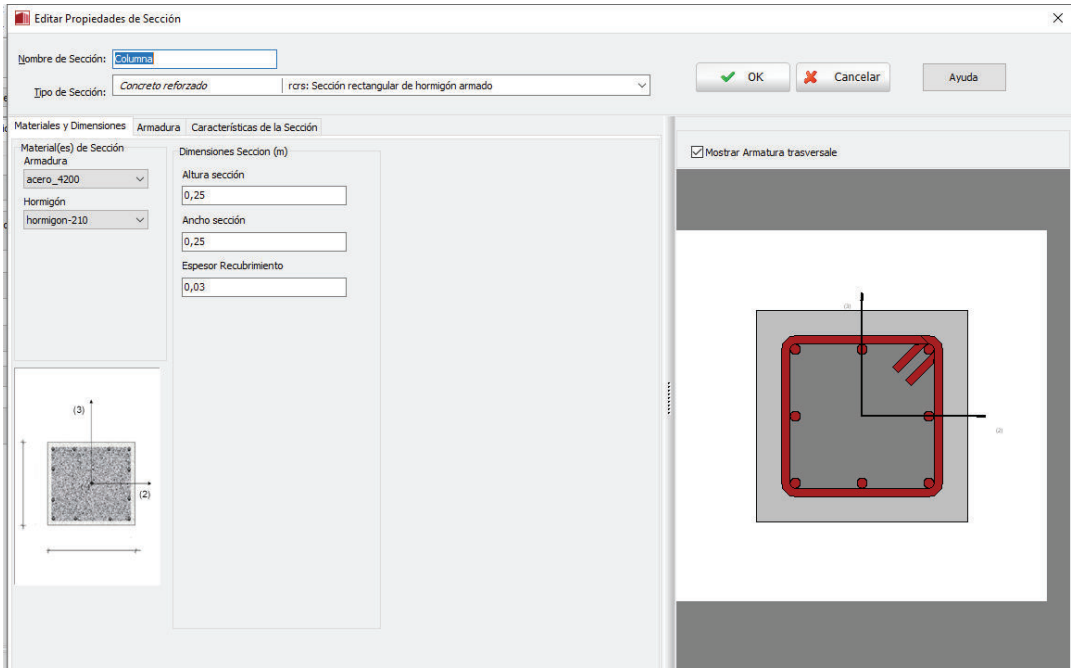


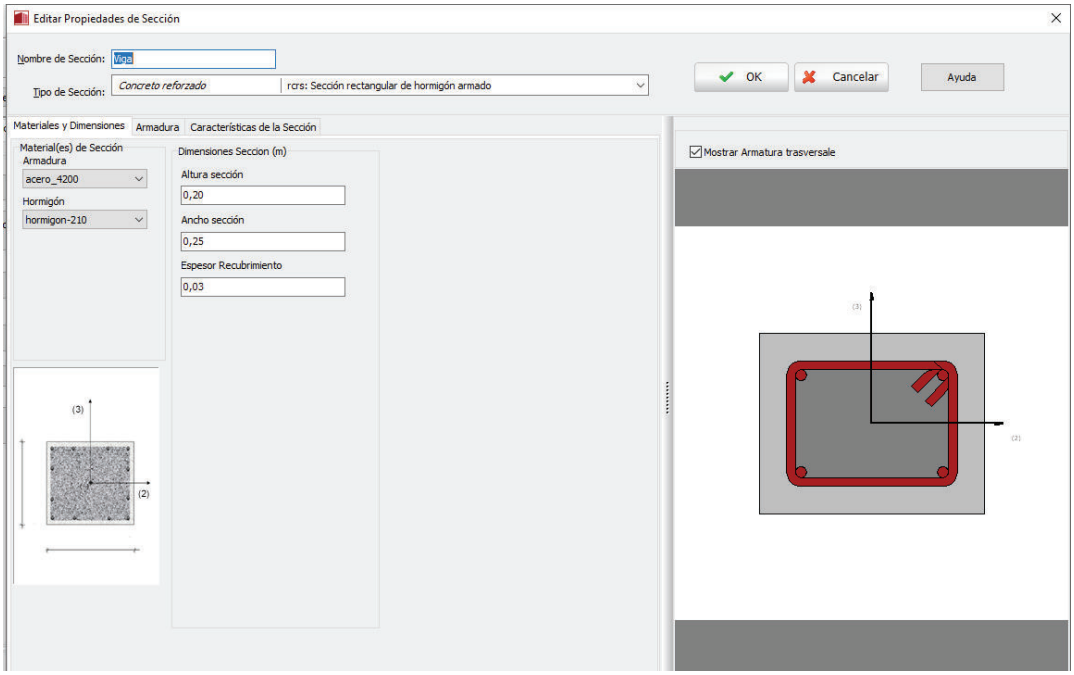
Caracteristicas de la mampostería		Mampostería	Unidades
Espesor del Panel - t		0,15	m
Deriva de colapso fuera del plano		5	%
Área de la Biela 1 - A1		0,11	m2
Área de la Biela 2 - A2		70	%
Longitud equivalente de contacto - hz		1	%
Compensaciones horizontales y verticales,	Xo	5	%
	yo	4	%
Proporción de la rigidez asignada al corte -Ys		35	%
Peso específico -Y		17,15	kN/m3

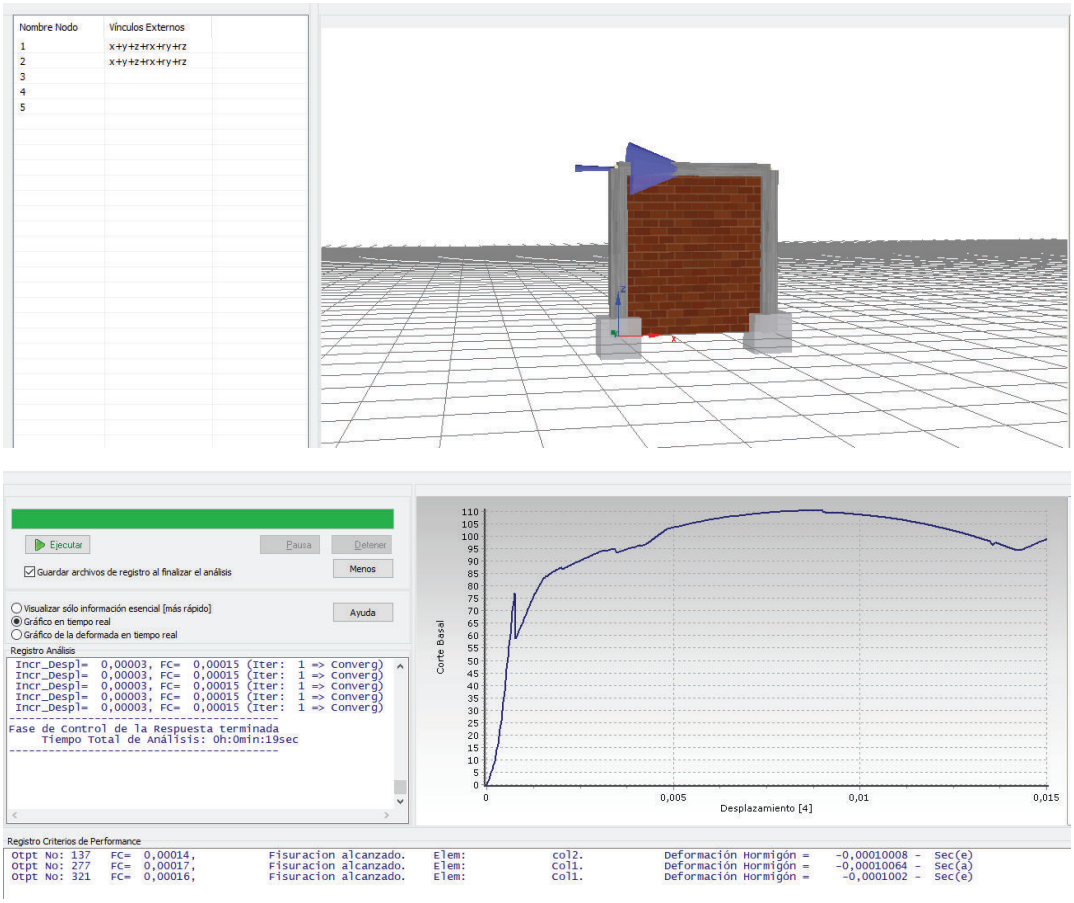
Parámetros de la curva de la Biela		Mampostería	Unidades
Módulo de elasticidad inicial - Em		928888,938	kPa
Resistencia a compresión -fθ		928,827	kPa
Resistencia a tracción- ft		0,01	kPa
Deformación correspondiente al esfuerzo máximo -εm		0,00012	m/m
Deformación última -εu		0,0027	m/m
Deformacion del cerramiento-εcl		0,01	m/m
Deformación de reducción del área de la biela y Deformación residual del área	ε1	0,00004	m/m
de la biela	ε2	0,0007	m/m
Factor de rigidez de descarga inicial, Yun		2	-
Factor de recarga de la deformación, αre		1,5	-
Factor de inflexión de la deformación, αch		0,6	-
Factor de deformación de descarga completa, βa		1,5	-
Factor de inflexión de estrés, βch		0,7	-
Factor de rigidez de tensión cero, Ypu		1	-
Factor de rigidez de recarga, Ypr		1,1	-
Factor de rigidez de descarga de plástico, ex1		1,5	-
Factor de deformación de ciclo repetido, ex2		1,4	-

Parámetros de la Curva de Corte	Mampostería	Unidades
Resistencia al corte por adherencia tao	27,86	kPa
Coeficiente de fricción, µ.	0,4	-
Máxima resistencia al corte, tao Max	603,31	Kpa
Factor de reducción de corte.	1,5	-

Secciones





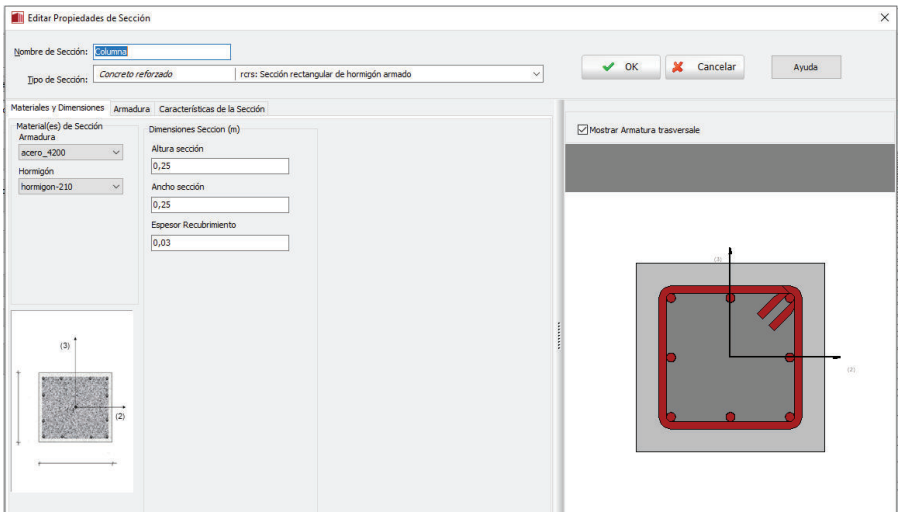


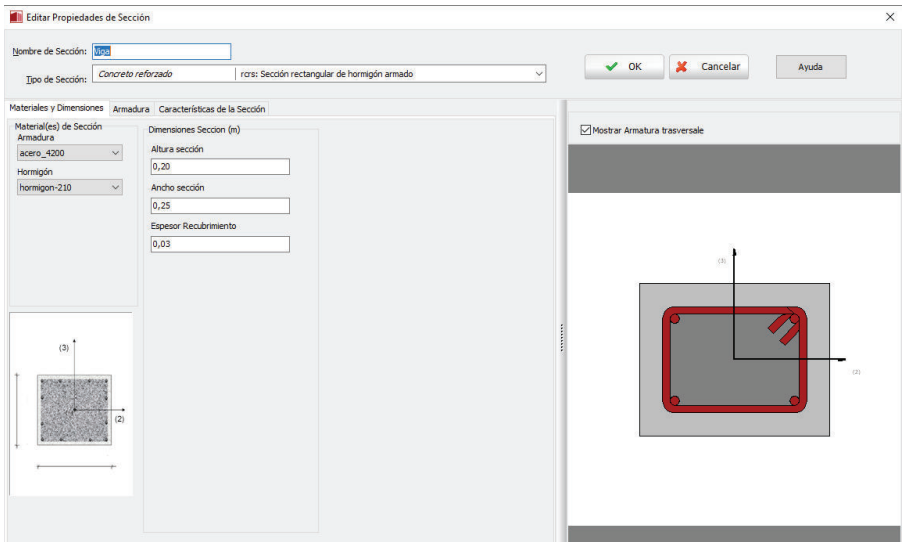
MODELO PÓRTICO

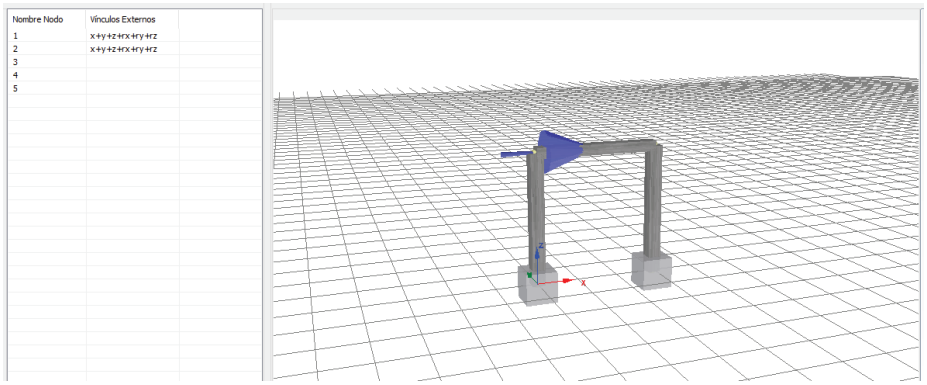
Detalle de propiedades	Columnas	Vigas	Unidades
Resistencia a la compresión - fc	20179,536	20179,536	kPa
Resistencia a la tracción - ft	2017,819	2017,819	kPa
Módulo de Elásticidad - Ec	17584000	17584000	kPa
Deformación al valor pico del esfuerzo	0,0024	0,0024	mm/mm
Peso específico -ϒ	24	24	kN/m3

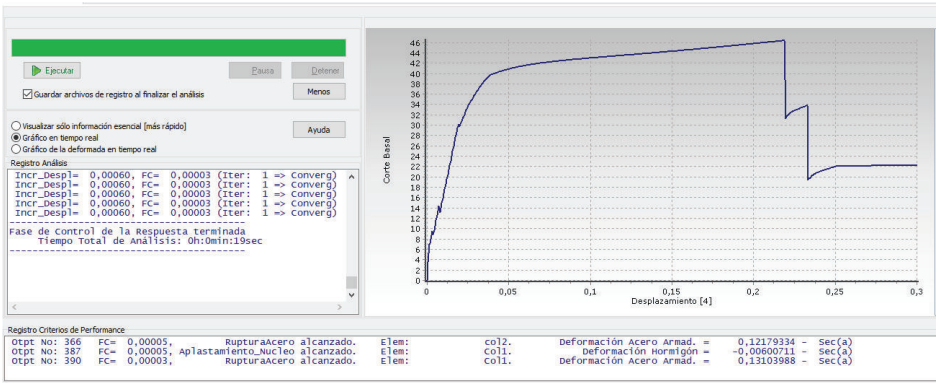
Detalle de propiedades		Columnas	Vigas	Unidades
Módulo de elasticidad - E		205940000	205940000	kPa
Límite de fluencia - fy		421333,333	421333,333	kPa
Parámetro de endurecimiento por deformación -u		0,0091	0,0091	-
Parámetro de forma inicial de la curva de transición - R0		20	20	-
Coeficientes de calibración de la forma de la curva de transición	A1	18,5	18,5	-
	A2	0,15	0,15	-
Coeficientes de calibración del endurecimiento isotrópico	A3	0	0	-
	A4	1	1	-
Deformación de rotura/pandeo -		0,087	0,087	-
Peso específico -		78	78	kN/m3

Secciones





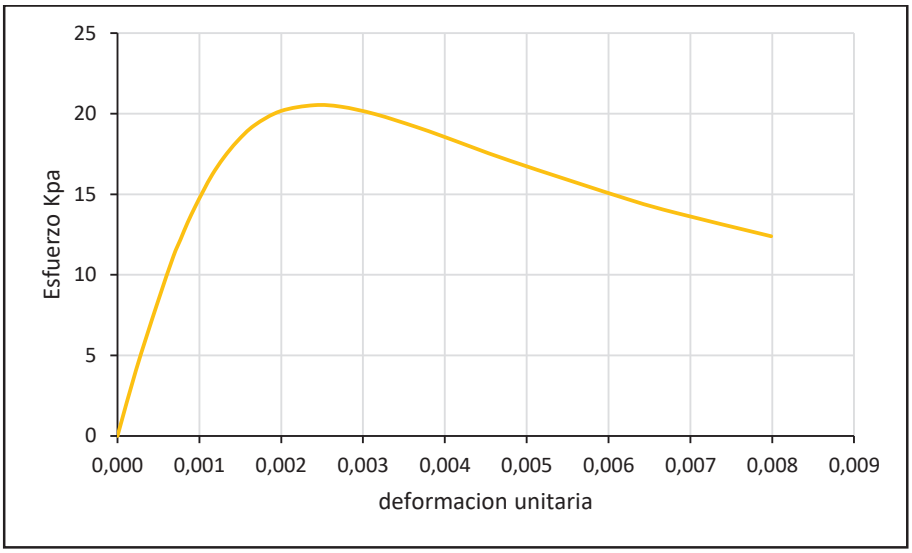

Nombre Nodo
Vínculos Externos
1
x+y+z+rx+ry+rz
2
x+y+z+rx+ry+rz
3
4
5


Ejecutar
Pausa
Detener
Guardar archivos de registro al finalizar el análisis
Menos
Visualizar sólo información esencial [más rápido]
Gráfico en tiempo real
Gráfico de la deformada en tiempo real
Ayuda
Registro Análisis
Incr_Despl= 0,00060, FC= 0,00003 (Iter: 1 => Converg)
Incr_Despl= 0,00060, FC= 0,00003 (Iter: 1 => Converg)
Incr_Despl= 0,00060, FC= 0,00003 (Iter: 1 => Converg)
Incr_Despl= 0,00060, FC= 0,00003 (Iter: 1 => Converg)
Incr_Despl= 0,00060, FC= 0,00003 (Iter: 1 => Converg)
Fase de Control de la Respuesta terminada
Tiempo Total de Análisis: 0h:0min:19sec
Corte Basal
Desplazamiento [4]
Registro Criterios de Performance
Otpt No: 366 FC= 0,00005, RupturaAcero alcanzado. Elem: col2. Deformación Acero Armad. = 0,12179334 - Sec(a)
Otpt No: 387 FC= 0,00005, Aplastamiento_Nucleo alcanzado. Elem: Col1. Deformación Hormigón = -0,00600711 - Sec(a)
Otpt No: 390 FC= 0,00003, RupturaAcero alcanzado. Elem: Col1. Deformación Acero Armad. = 0,13103988 - Sec(a)

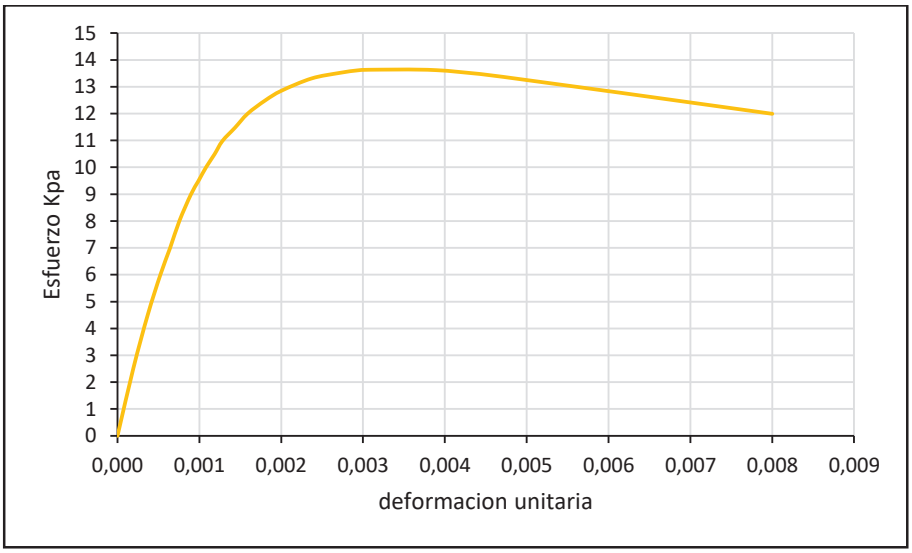
MODELO PANEL DE RELLENO REFORZADO

Detalle de propiedades	Columnas	Vigas	Mortero	Unidades
Resistencia a la compresión - fc	20179,536	20179,536	13690	kPa
Resistencia a la tracción - ft	2017,819	2017,819	0	kPa
Módulo de Elásticidad - Ec	17584000	17584000	13690000	kPa
Deformación al valor pico del esfuerzo	0,0024	0,0024	0,003	mm/mm
Peso específico -ϒ	24	24	24	kN/m3

Modelo de viga-columnas

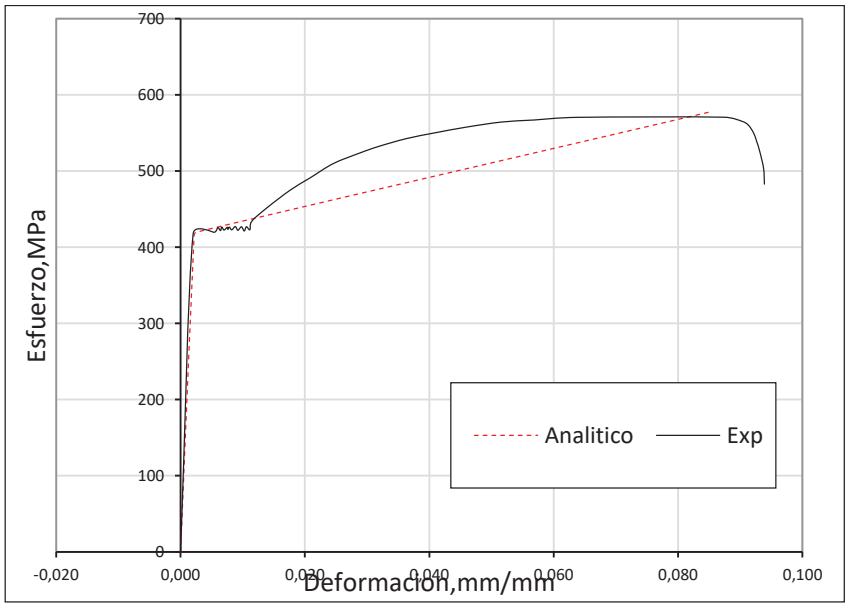


Modelo de mortero

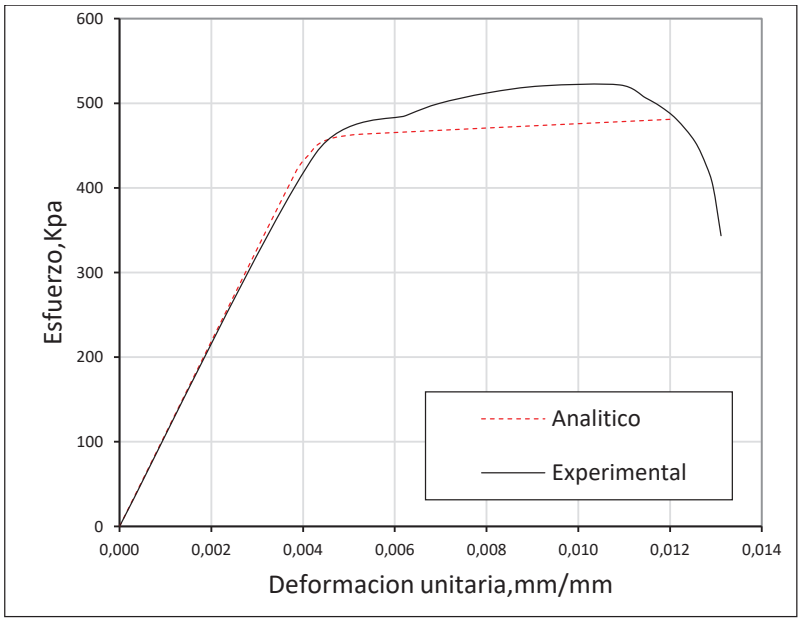


Detalle de propiedades		Columnas	Vigas	Malla	Unidades
Módulo de elasticidad - E		205940000	205940000	110370000	kPa
Límite de fluencia - fy		421333,333	421333,333	462562,849	kPa
Parámetro de endurecimiento por deformación -u		0,0091	0,0091	0,023	-
Parámetro de forma inicial de la curva de transición - R0		20	20	18	-
Coeficientes de calibración de la forma de la curva	A1	18,5	18,5	18,5	-
de transición	A2	0,15	0,15	0,15	-
Coeficientes de calibración del endurecimiento	A3	0	0	0	-
isotrópico	A4	1	1	1	-
Deformación de rotura/pandeo -		0,087	0,087	0,012	-
Peso específico -		78	78	78	kN/m3

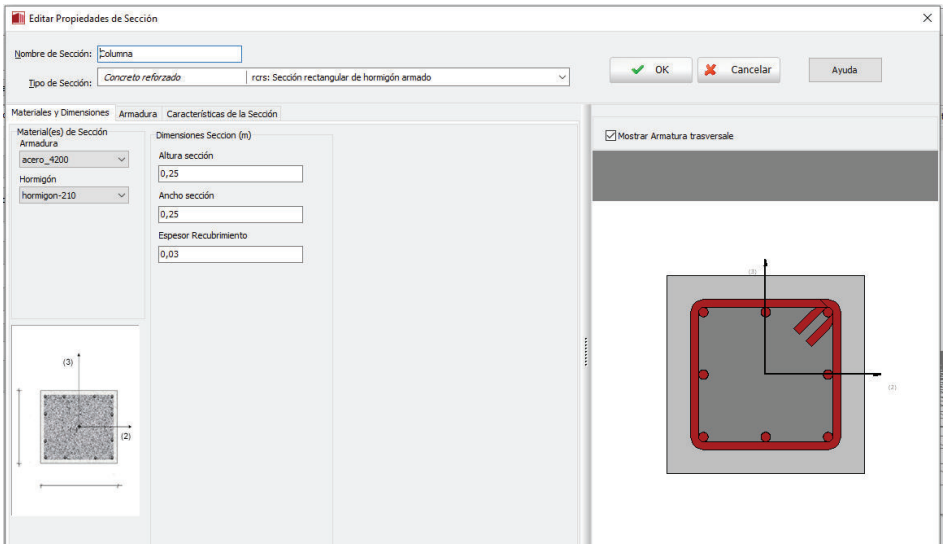
Modelo del acero

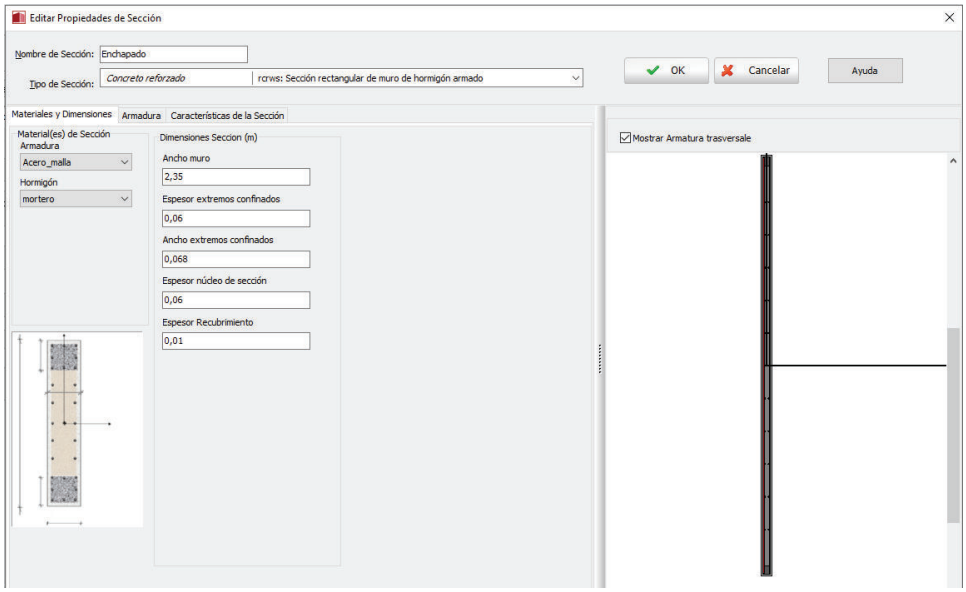


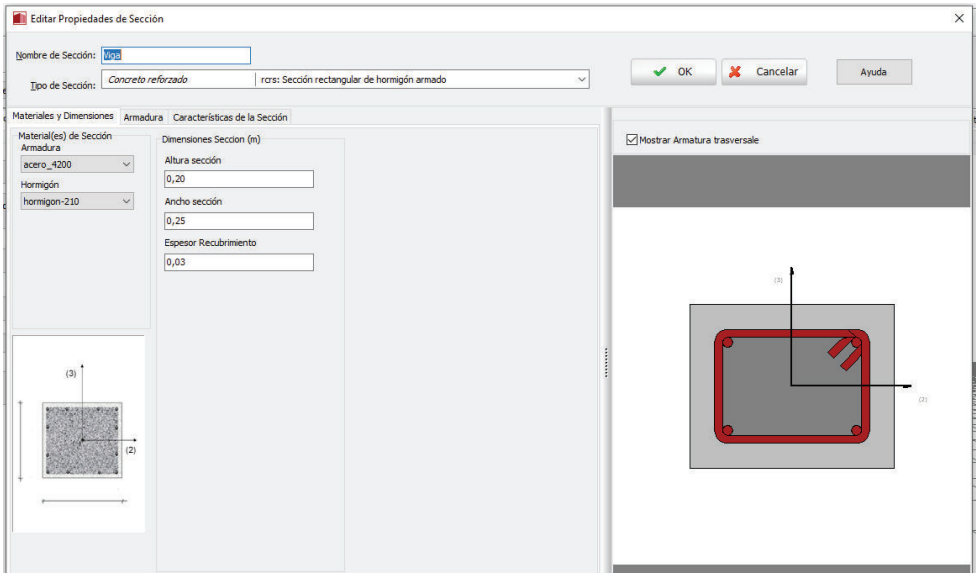
Modelo de malla electrosoldada

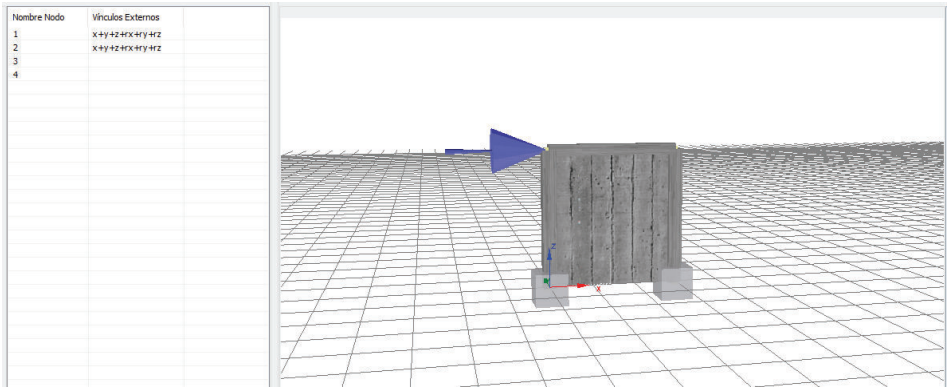


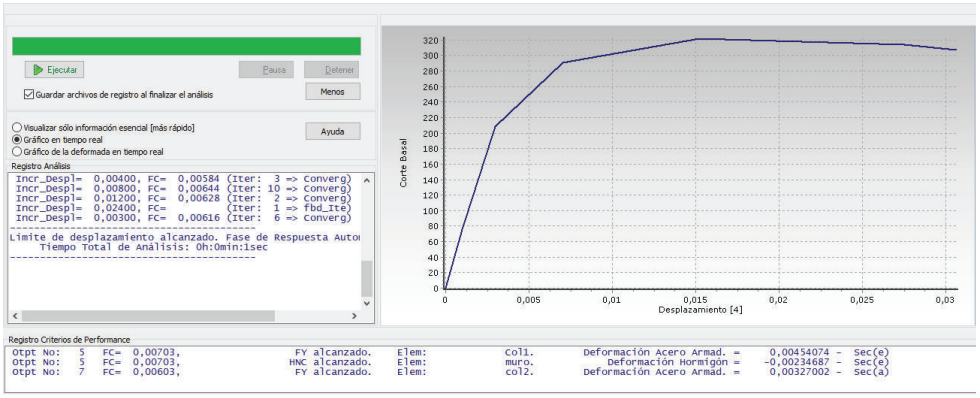
Secciones




Editar Propiedades de Sección
Nombre de Sección: Enchapado
Tipo de Sección: Concreto reforzado
rcrws: Sección rectangular de muro de hormigón armado
OK
Cancelar
Ayuda
Materiales y Dimensiones
Armadura
Características de la Sección
Material(es) de Sección
Armadura
Acero_malla
Hormigón
mortero
Dimensiones Seccion (m)
Ancho muro
2,35
Espesor extremos confinados
0,06
Ancho extremos confinados
0,068
Espesor núcleo de sección
0,06
Espesor Recubrimiento
0,01
Mostrar Armatura trasversale


Editar Propiedades de Sección
Nombre de Sección: Wp1
Tipo de Sección: Concreto reforzado
rcrs: Sección rectangular de hormigón armado
OK
Cancelar
Ayuda
Materiales y Dimensiones
Armadura
Características de la Sección
Material(es) de Sección
Armadura
acero_4200
Hormigón
hormigon-210
Dimensiones Seccion (m)
Altura sección
0,20
Ancho sección
0,25
Espesor Recubrimiento
0,03
Mostrar Armatura trasversale
(3)
(2)

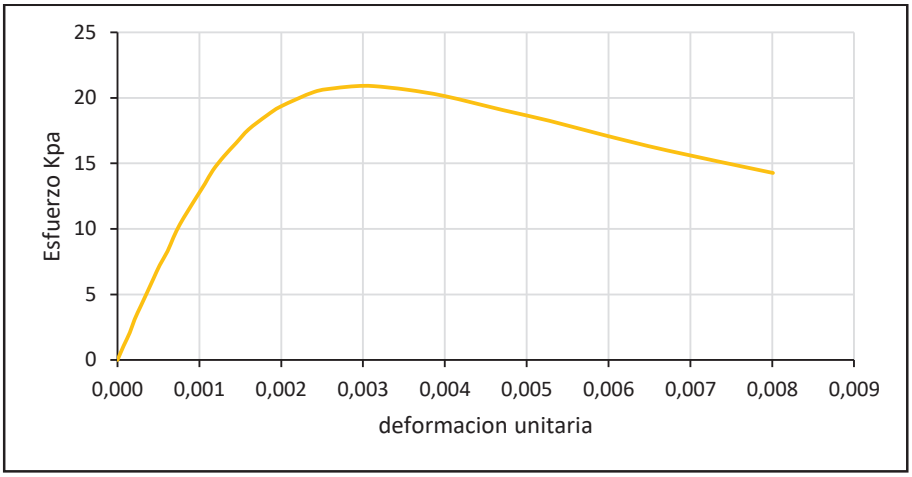

Nombre Nodo
Vínculos Externos
1
x+y+z+rx+ry+rz
2
x+y+z+rx+ry+rz
3
4


Ejecutar
Pausa
Detener
Guardar archivos de registro al finalizar el análisis
Menos
Visualizar sólo información esencial [más rápido]
Gráfico en tiempo real
Gráfico de la deformada en tiempo real
Ayuda
Registro Análisis
Incr_Despl= 0,00400, FC= 0,00584 (Iter: 3 => Converg)
Incr_Despl= 0,00800, FC= 0,00644 (Iter: 10 => Converg)
Incr_Despl= 0,01200, FC= 0,00628 (Iter: 2 => Converg)
Incr_Despl= 0,02400, FC= (Iter: 1 => fbd_Ite)
Incr_Despl= 0,00300, FC= 0,00616 (Iter: 6 => Converg)
Límite de desplazamiento alcanzado. Fase de Respuesta Auto
Tiempo Total de Análisis: 0h:0min:1sec
Corte Basal
Desplazamiento [4]
Registro Criterios de Performance
Otpt No: 5 FC= 0,00703, FY alcanzado. Elem: Col1. Deformación Acero Armad. = 0,00454074 - Sec(e)
Otpt No: 5 FC= 0,00703, HNC alcanzado. Elem: muro. Deformación Hormigón = -0,00234687 - Sec(e)
Otpt No: 7 FC= 0,00603, FY alcanzado. Elem: col2. Deformación Acero Armad. = 0,00327002 - Sec(a)

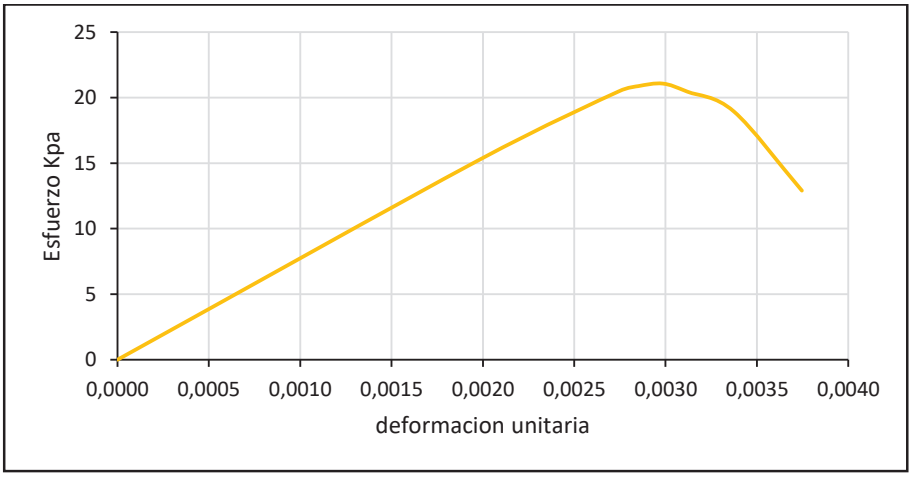
MODELO DE PANEL DE REFUERZO CON DAÑO PREVIO

Detalle de propiedades	Columnas	Vigas	Mortero	Unidades
Resistencia a la compresión - fc	20179,536	20179,536	3530,4	kPa
Resistencia a la tracción - ft	2017,819	2017,819	0	kPa
Módulo de Elásticidad - Ec	14067000	7353600	3530400	kPa
Deformación al valor pico del esfuerzo	0,0024	0,003	0,003	mm/mm
Peso específico -ϒ	24	24	24	kN/m3

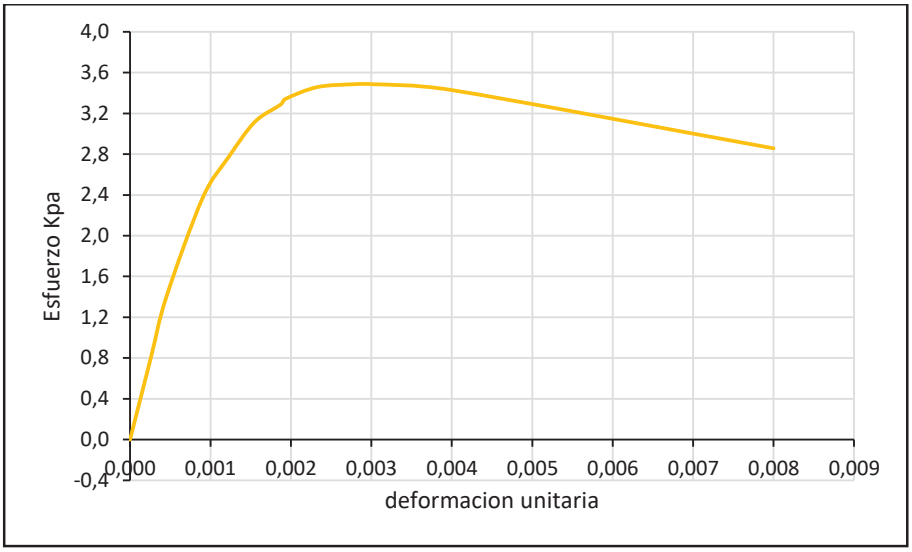
Modelo columnas



Modelo Vigas

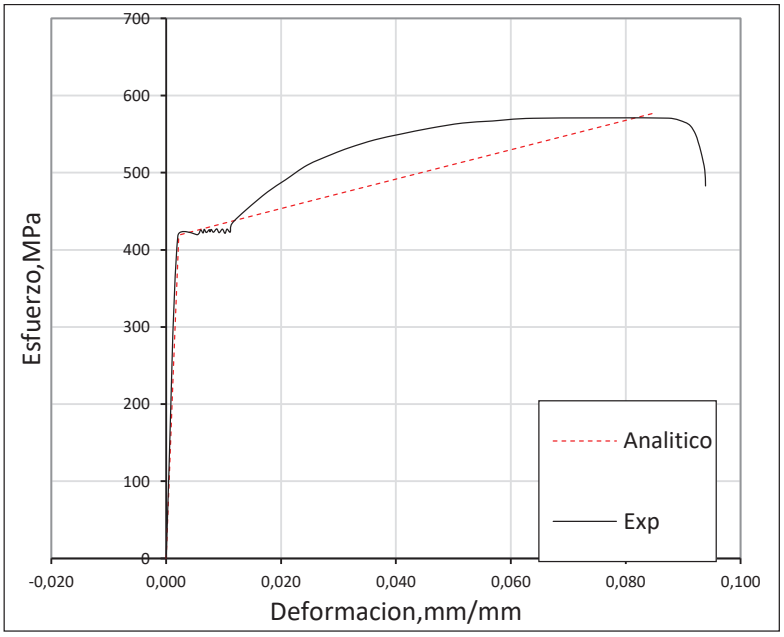


Modelo de mortero

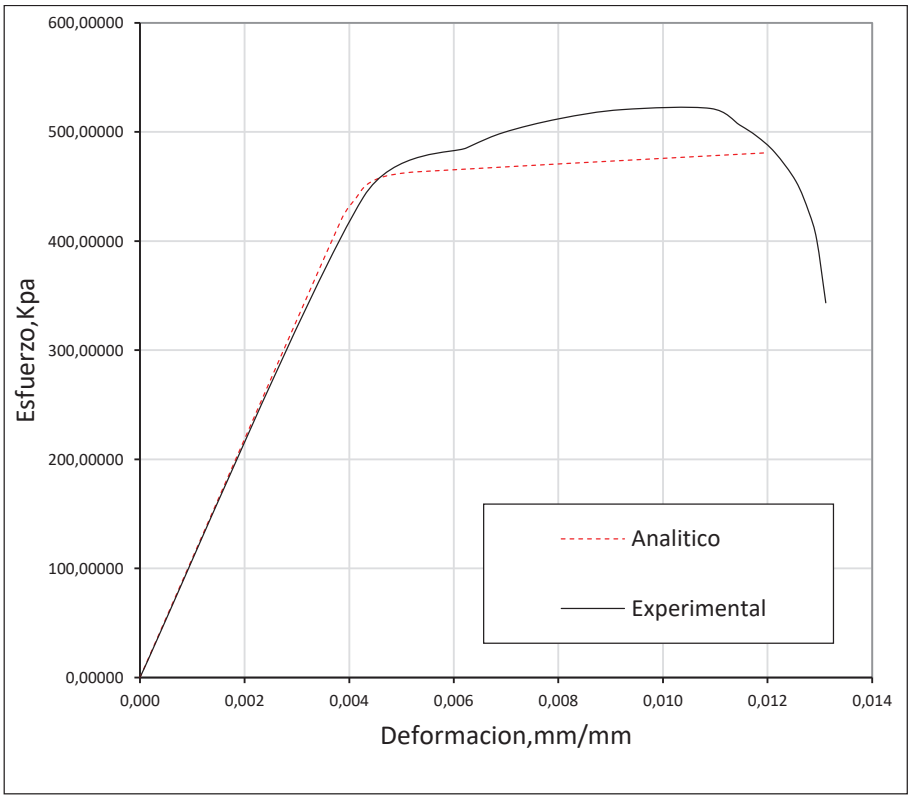


Detalle de propiedades		Columnas	Vigas	Malla	Unidades
Módulo de elasticidad - E		205940000	205940000	110370000	kPa
Límite de fluencia - fy		421333,333	421333,333	462562,849	kPa
Parámetro de endurecimiento por deformación -u		0,0091	0,0091	0,023	-
Parámetro de forma inicial de la curva de transición - R0		20	20	18	-
Coeficientes de calibración de la forma de la curva de transición	A1	18,5	18,5	18,5	-
	A2	0,15	0,15	0,15	-
Coeficientes de calibración del endurecimiento isotrópico	A3	0	0	0	-
	A4	1	1	1	-
Deformación de rotura/pandeo -		0,087	0,087	0,012	-
Peso específico -		78	78	78	kN/m3

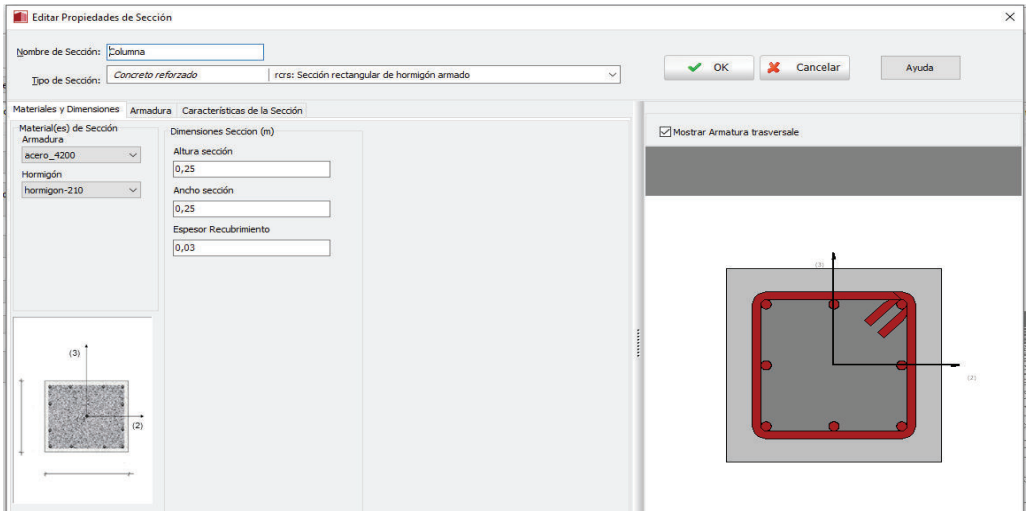
Modelo de Acero

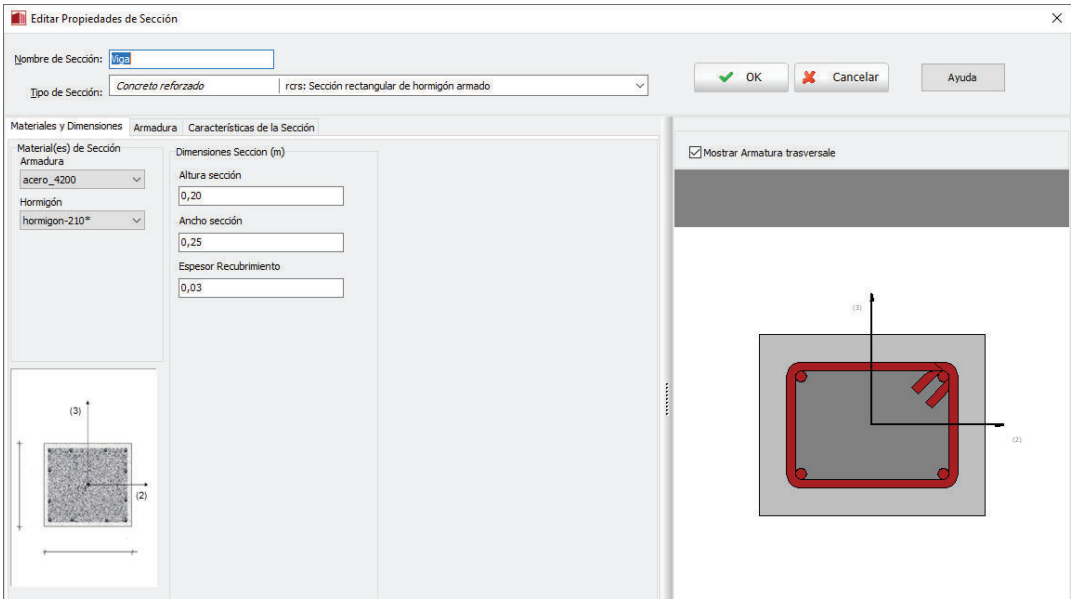


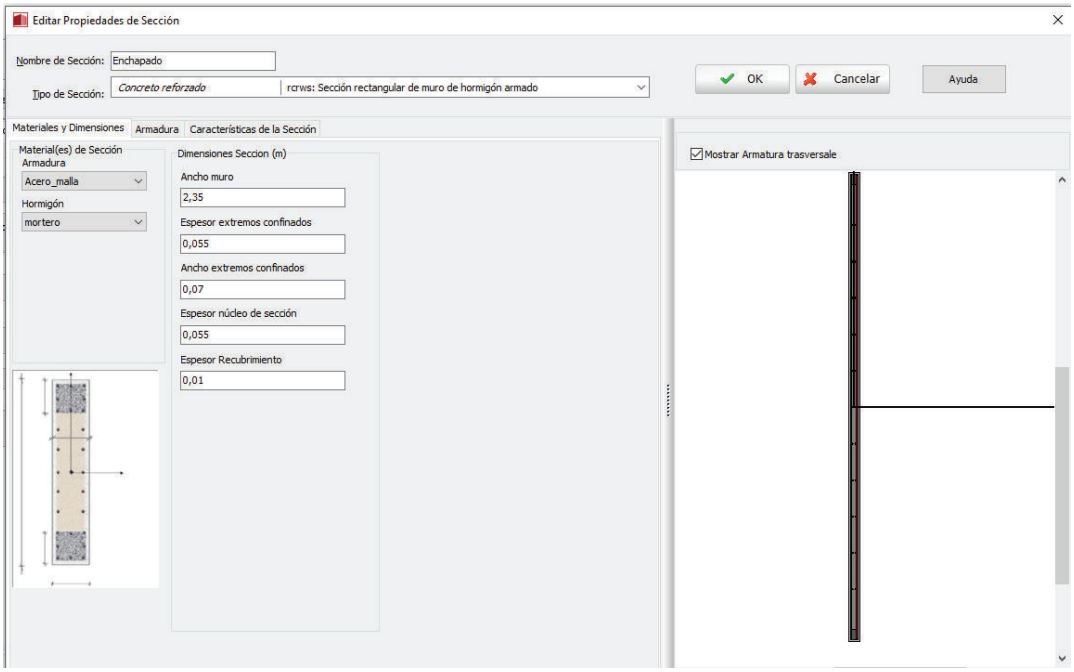
Modelo de malla electrosoldada

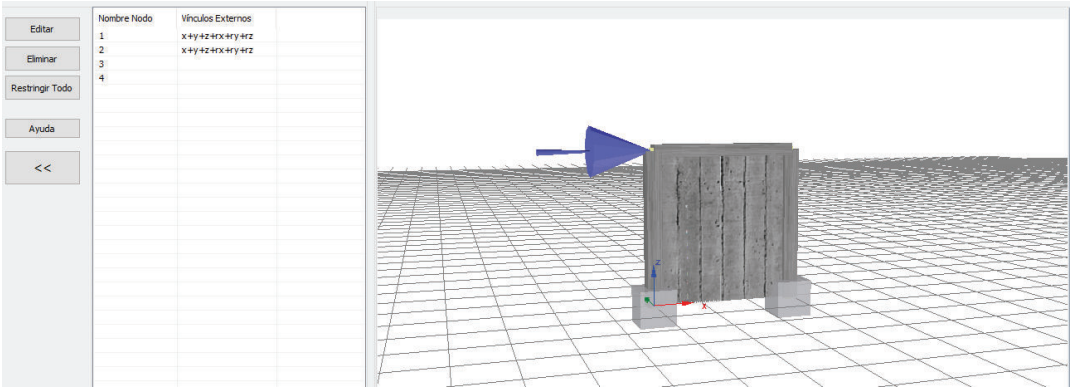


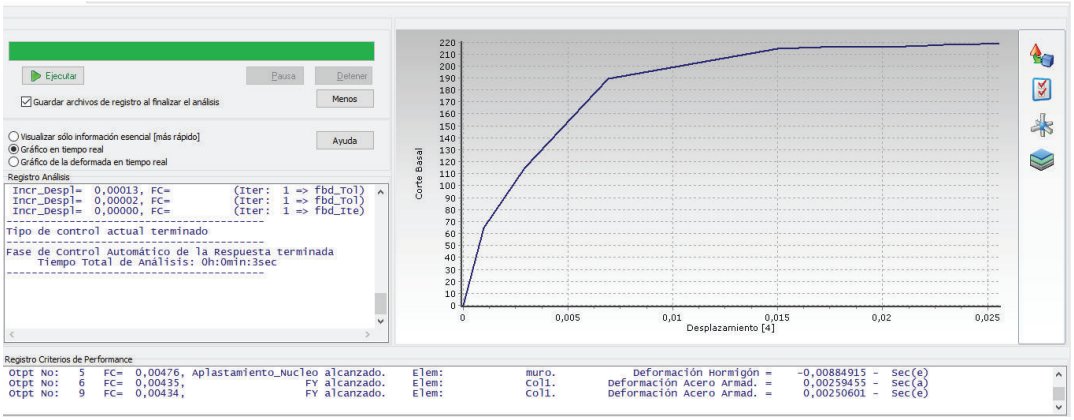
Secciones


Editar Propiedades de Sección
Nombre de Sección: Columna
Tipo de Sección: Concreto reforzado
rcrs: Sección rectangular de hormigón armado
OK
Cancelar
Ayuda
Materiales y Dimensiones
Armadura
Características de la Sección
Material(es) de Sección
Armadura
acero_4200
Hormigón
hormigon-210
Dimensiones Seccion (m)
Altura sección
0,25
Ancho sección
0,25
Espesor Recubrimiento
0,03
Mostrar Armatura trasversale
(3)
(2)


Editar Propiedades de Sección
Nombre de Sección: MP8
Tipo de Sección: Concreto reforzado
rcrs: Sección rectangular de hormigón armado
OK
Cancelar
Ayuda
Materiales y Dimensiones
Armadura
Características de la Sección
Material(es) de Sección
Armadura
acero_4200
Hormigón
hormigon-210*
Dimensiones Seccion (m)
Altura sección
0,20
Ancho sección
0,25
Espesor Recubrimiento
0,03
Mostrar Armatura trasversale
(3)
(2)


Editar Propiedades de Sección
Nombre de Sección: Enchapado
Tipo de Sección: Concreto reforzado
rcrws: Sección rectangular de muro de hormigón armado
OK
Cancelar
Ayuda
Materiales y Dimensiones
Armadura
Características de la Sección
Material(es) de Sección
Armadura
Acero_malla
Hormigón
mortero
Dimensiones Seccion (m)
Ancho muro
2,35
Espesor extremos confinados
0,055
Ancho extremos confinados
0,07
Espesor núcleo de sección
0,055
Espesor Recubrimiento
0,01
Mostrar Armatura trasversale


Editar
Eliminar
Restringir Todo
Ayuda
<<
Nombre Nodo
Vínculos Externos
1
x+y+z+rx+ry+rz
2
x+y+z+rx+ry+rz
3
4


Ejecutar
Pausa
Detener
Guardar archivos de registro al finalizar el análisis
Menos
Visualizar sólo información esencial [más rápido]
Gráfico en tiempo real
Gráfico de la deformada en tiempo real
Ayuda
Registro Análisis
Incr_Despl= 0,00013, FC= (Iter: 1 => fbd_Tol)
Incr_Despl= 0,00002, FC= (Iter: 1 => fbd_Tol)
Incr_Despl= 0,00000, FC= (Iter: 1 => fbd_Ite)
Tipo de control actual terminado
Fase de Control Automático de la Respuesta terminada
Tiempo Total de Análisis: 0h:0min:3sec
Corte Basal
Desplazamiento [4]
Registro Criterios de Performance
Otpt No: 5 FC= 0,00476, Aplastamiento_Nucleo alcanzado. Elem: muro. Deformación Hormigón = -0,00884915 - Sec(e)
Otpt No: 6 FC= 0,00435, FY alcanzado. Elem: Col1. Deformación Acero Armad. = 0,00259455 - Sec(a)
Otpt No: 9 FC= 0,00434, FY alcanzado. Elem: Col1. Deformación Acero Armad. = 0,00250601 - Sec(e)

ANEXOS N°4

DIAGRAMAS DE ITERACIÓN

DIAGRAMA DE ITERACIÓN COLUMNA

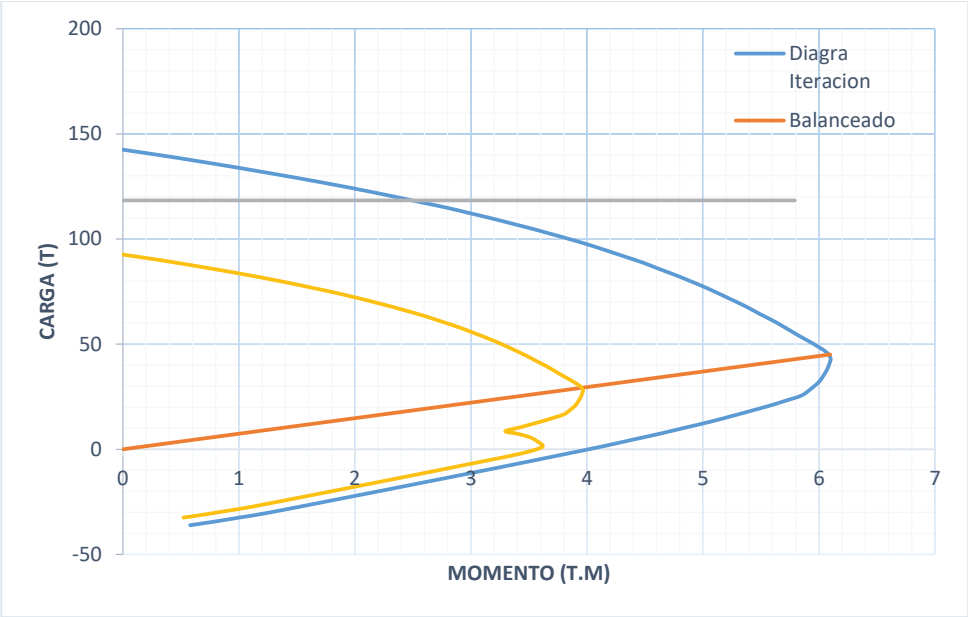
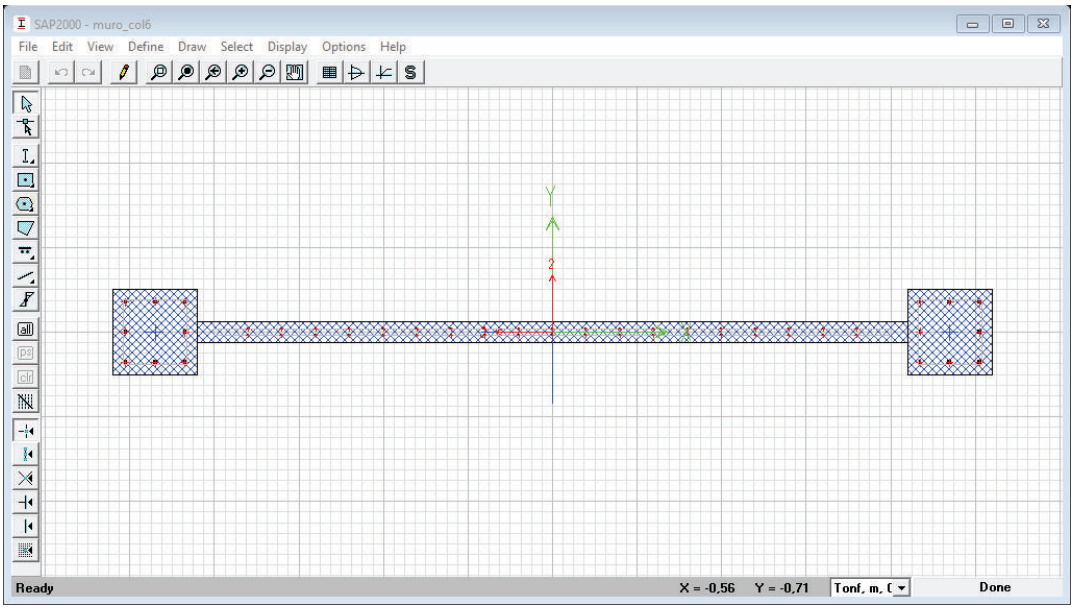


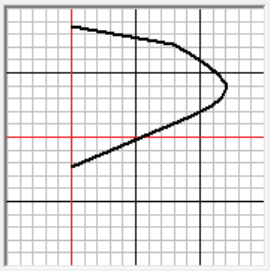
DIAGRAMA DE ITERACIÓN MURO 4MM@10

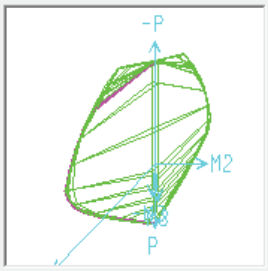


Interaction Surface (ACI 318-11)

Edit

	P	M2	M3
1	-375,4036	0,	0,
2	-315,7544	-173,3678	0,
3	-287,1366	-199,4433	0,
4	-255,7627	-222,6396	0,
5	-220,0025	-244,4887	0,
6	-180,1753	-263,8043	0,
7	-156,569	-261,4855	0,
8	-132,5838	-253,204	0,
9	-107,4965	-237,1536	0,
10	-71,658	-202,814	0,
11	99,9852	0,	0,
12			
13			
14			
15			
16			
17			
18			
19			
20			





Curve 19
Angle 270,

Design-Code Curve

Fiber-Model Curve

Design Options
- phi
- no phi
- no phi with fy increase

3D View
315 Plan
35 Elevation
3d | MM | PM3 | PM2

Show Design-Code Results

Show Fiber-Model Results

Done

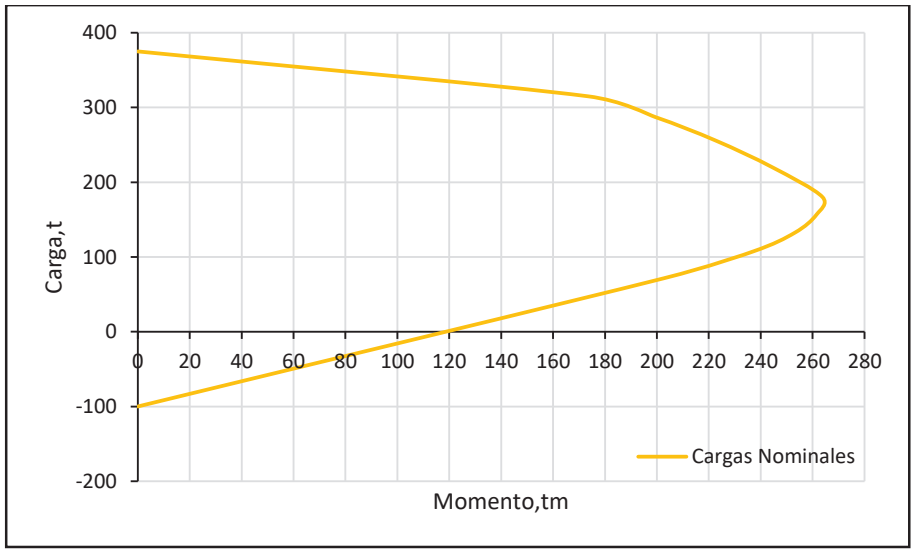
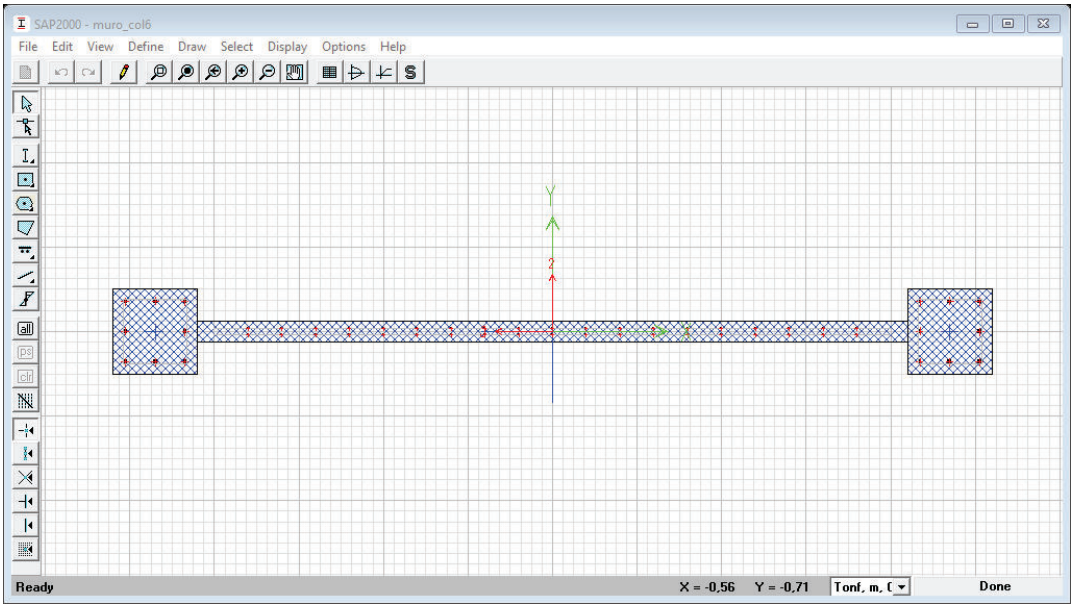
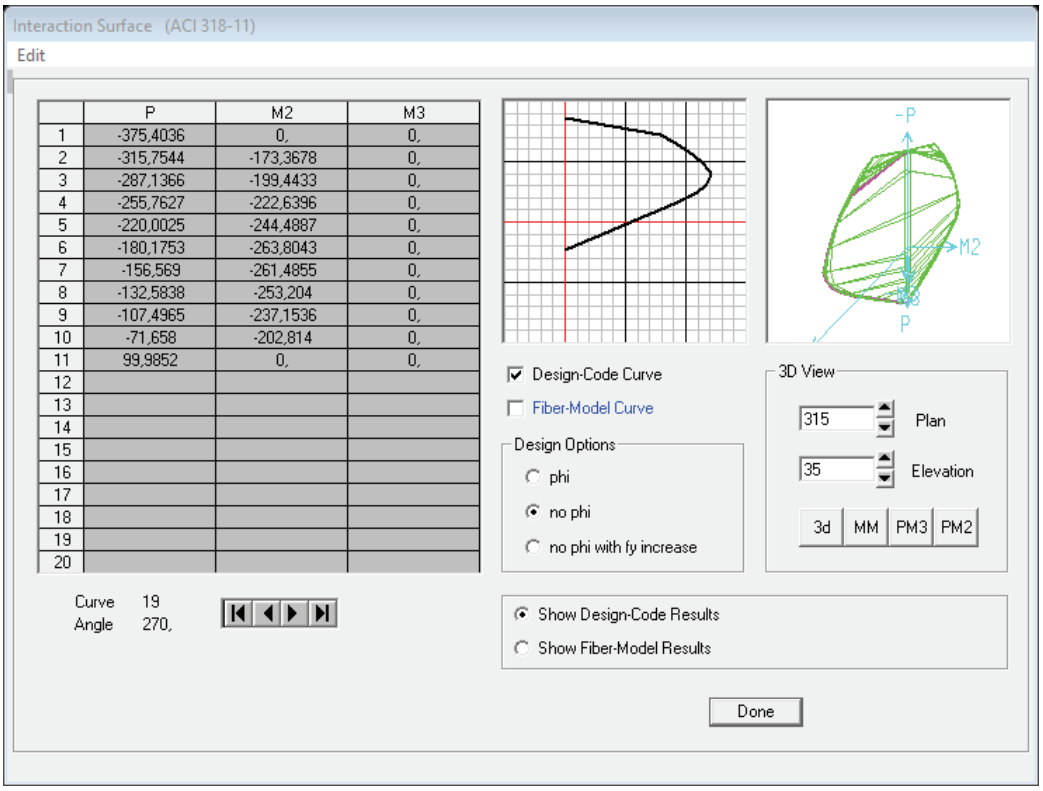
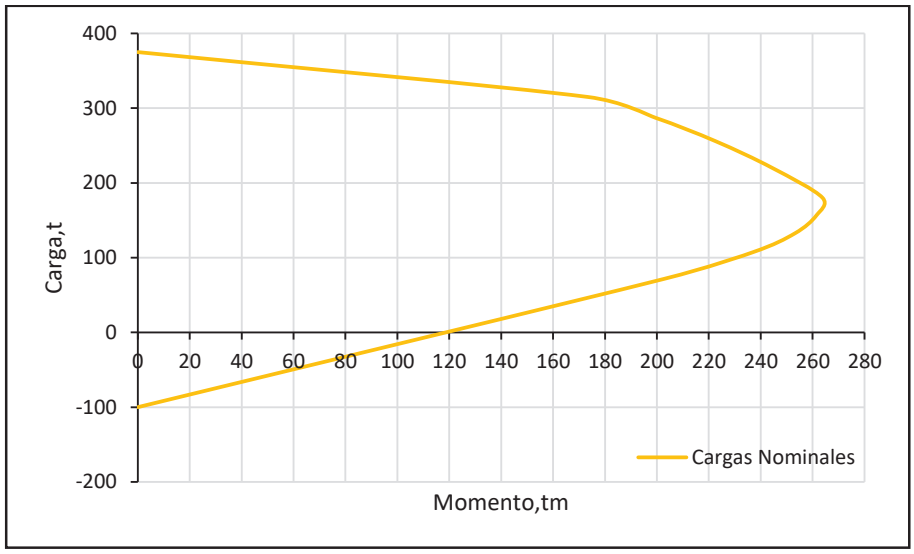


DIAGRAMA DE ITERACIÓN MURO 6MM@10






400
300
200
100
0
-100
-200
Carga,t
0
20
40
60
80
100
120
140
160
180
200
220
240
260
280
Momento,tm
Cargas Nominales

ANEXOS N°5

TABLAS DE PROPIEDADES MECÁNICAS

PORTICO-PANEL DE RELLENO SIMPLE

No. Ciclo	Rigidez Secante T/m	Energía Disipada Joules	Desplazamiento mm	
			max	Min
0	0,00	0,00	0,00	0,00
1	10252,87	0,06	0,15	0,10
2	11498,00	0,16	0,23	0,19
3	10261,82	0,38	0,38	0,41
4	10674,73	0,43	0,36	0,41
5	5040,10	11,04	1,28	1,90
6	1748,95	71,42	3,82	6,84

PORTICO-PANEL DE RELLENO REHABILITADO

No. Ciclo	Rigidez Secante T/m	Energía Disipada Joules	Desplazamiento mm	
			max	Min
0	0,00	0,00	0,00	0,00
1	14794,38	0,18	0,10	0,17
2	9645,61	1,33	0,38	0,45
3	6677,04	4,64	0,82	0,98
4	5153,92	10,44	1,46	1,72
5	3984,11	16,74	2,35	2,69
6	3199,14	31,60	3,37	4,16
7	2496,86	57,89	5,01	6,21
8	2028,59	90,35	6,94	9,05
9	1736,26	112,60	9,53	11,37
10	1399,36	178,70	13,23	15,43

No. Ciclo	Rigidez	Desplazamiento
	T/m	mm
0	0,00	0,00
1	894,76	4,34
2	1590,21	6,91
3	1779,30	9,81
4	2067,88	15,20
5	1842,52	20,28
6	1461,92	20,68
7	1389,52	22,43

PORTICO-PANEL DE RELLENO REFORZADO

No. Ciclo	Rigidez Secante T/m	Energía Disipada Joules	Desplazamiento mm	
			max	Min
0	0,00	0,00	0,00	0,00
1	35433,21	0,09	0,04	0,08
2	29931,98	0,38	0,12	0,17
3	27271,27	0,59	0,19	0,26
4	24082,77	1,00	0,27	0,40
5	26792,07	0,93	0,30	0,30
6	23553,04	2,33	0,45	0,41
7	19537,47	3,60	0,64	0,60
8	11178,34	14,28	1,67	1,57

No. Ciclo	Rigidez	Desplazamiento
	T/m	mm
0	0,00	0,00
1	7709,98	0,67
2	9416,12	1,28
3	10163,07	2,81
4	8146,73	4,88
5	6832,72	15,72
6	4134,13	20,33
7	3699,34	28,68

ANEXOS N°6

ANÁLISIS COSTO-BENEFICIO

MAMPOSTERIA SIMPLE CON BLOQUE				
MATERIALES		**cantidad**	**costo**	**total**
CIMENTACION				
ARENA	m3	0.2	$ 15.38	$ 3.08
RIPIO	m3	0.18	$ 15.38	$ 2.77
CEMENTO	saco	4	$ 9.90	$ 39.60
ACERO 18	varilla	2	$ 26.36	$ 52.72
ACERO 10	varilla	3	$ 7.39	$ 22.17
COLUMNAS				
ARENA	m3	0.25	$ 15.38	$ 3.85
RIPIO	m3	0.225	$ 15.38	$ 3.46
CEMENTO	saco	5	$ 9.90	$ 49.50
ACERO 12	varilla	6	$ 10.65	$ 63.90
ACERO 10	varilla	6	$ 7.39	$ 44.34
VIGA				
ARENA	m3	0.1	$ 15.38	$ 1.54
RIPIO	m3	0.09	$ 15.38	$ 1.38
CEMENTO	saco	2	$ 9.90	$ 19.80
ACERO 12	varilla	2	$ 10.65	$ 21.30
ACERO 10	varilla	3	$ 7.39	$ 22.17
MORTERO				
ARENA	m3	0.1	$ 15.38	$ 1.54
CEMENTO	saco	2	$ 9.90	$ 19.80
BLOQUE	U	58	$ 0.50	$ 29.00
ENCOFRADOS	glb	1	120.73	120.73
MANO DE OBRA				
MAESTRO	dia	5	$ 30.00	$ 150.00
PEON	dia	5	$ 25.00	$ 125.00
			TOTAL	$ 797.64

MAMPOSTERIA REFORZADA CON MALLA ELECTROSOLDADA				
MATERIALES		**cantidad**	**costo**	**total**
CIMENTACION				
ARENA	m3	0.2	$ 15.38	$ 3.08
RIPIO	m3	0.18	$ 15.38	$ 2.77
CEMENTO	saco	4	$ 9.90	$ 39.60
ACERO 18	varilla	2	$ 26.36	$ 52.72
ACERO 10	varilla	3	$ 7.39	$ 22.17
COLUMNAS				
ARENA	m3	0.25	$ 15.38	$ 3.85
RIPIO	m3	0.225	$ 15.38	$ 3.46
CEMENTO	saco	5	$ 9.90	$ 49.50
ACERO 12	varilla	6	$ 10.65	$ 63.90
ACERO 10	varilla	6	$ 7.39	$ 44.34
VIGA				
ARENA	m3	0.1	$ 15.38	$ 1.54
RIPIO	m3	0.09	$ 15.38	$ 1.38
CEMENTO	saco	2	$ 9.90	$ 19.80
ACERO 12	varilla	2	$ 10.65	$ 21.30
ACERO 10	varilla	3	$ 7.39	$ 22.17
MORTERO				
ARENA	m3	0.2	$ 15.38	$ 3.08
CEMENTO	saco	4	$ 9.90	$ 39.60
BLOQUE	U	58	$ 0.50	$ 29.00
MALLA R-283	U	1	$ 48.12	$ 48.12
ENCOFRADOS	glb	1	120.73	120.73
MANO DE OBRA				
MAESTRO	dia	6	$ 30.00	$ 180.00
PEON	dia	6	$ 25.00	$ 150.00
			TOTAL	$ 922.10