

CAPOGRUPPO MANDATARIA



Striolo, Fochesato & Partners

Via della Paglia n°14 - 35122 Padova - tel 0492104521 - fax 0492104523 - info@striolo-fochesato.com

Responsabile di progetto
Arch. Maurizio Striolo

MANDANTE

Manens-Tifs
INGEGNERIA

COORDINAMENTO DELLA PROGETTAZIONE



Striolo, Fochesato & Partners

Via della Paglia n°14 - 35122 Padova - tel 0492104521 - fax 0492104523 - info@striolo-fochesato.com

Integratore delle prestazioni specialistiche
Arch. Maurizio Striolo

PROGETTO ARCHITETTONICO



Striolo, Fochesato & Partners

Via della Paglia n°14 - 35122 Padova - tel 0492104521 - fax 0492104523 - info@striolo-fochesato.com

Responsabile di progetto
Arch. Maurizio Striolo

PROGETTO STRUTTURALE



Striolo, Fochesato & Partners

Via della Paglia n°14 - 35122 Padova - tel 0492104521 - fax 0492104523 - info@striolo-fochesato.com

Responsabile di progetto
Ing. Andrea Fochesato

COORDINAMENTO SICUREZZA IN PROGETTAZIONE



Striolo, Fochesato & Partners

Via della Paglia n°14 - 35122 Padova - tel 0492104521 - fax 0492104523 - info@striolo-fochesato.com

Coordinatore per la sicurezza
Ing. Andrea Fochesato

PROGETTO IMPIANTISTICO

Manens-Tifs
INGEGNERIAResponsabile progetto impianti elettrici e speciali
Ing. Giorgio FinottiResponsabile progetto impianti termomeccanici
Ing. Viliam StefanuttiResponsabile progetto di prevenzione incendi
Per. Ind. Paolo Sette

REGIONE VENETO

Azienda Ospedaliera di Padova

Il Responsabile UOC - Progettazione e Sviluppo Interventi di
Edilizia Ospedaliera e Responsabile Unico del Procedimento
ing. Giovanni SpinaPROGETTAZIONE DEFINITIVA, ESECUTIVA E COORDINAMENTO
SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE, DIREZIONE LAVORI E
COORDINAMENTO SICUREZZA IN FASE ESECUZIONE,
PER I LAVORI DI REALIZZAZIONE DELLA:**NUOVA ANATOMIA PATOLOGICA**PRESSO IL COMPLESSO EDILIZIO GIUSTINIANEO DELL'AZIENDA
OSPEDALIERA DI PADOVA**COMMESSA 1562**

CIG n. 70550191DB - CUP n.I91B14000600002

**PROGETTO ESECUTIVO**

Zona / Edificio n°

Disciplina

55 - 56_CORPI SUD ED EST

Nome Elaborato

Data

AMMINISTRATIVI STRUTTURALI
Relazione tecnica opere strutturali**GENNAIO 2022**

Scala

N.EM	DATA	DESCRIZIONE
R00	01/2022	1° EMISSIONE
R01	05/2022	2° EMISSIONE - VALIDAZIONE

Codice Elaborato

E.S.G.REL

A termini di legge il presente documento e' di proprieta' esclusiva - e' vietata la riproduzione o la trasmissione anche parziale a terzi senza preventiva autorizzazione.



RELAZIONE TECNICA OPERE STRUTTURALI

Indice generale

1	PREMESSA	2
2	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI	2
3	ANALISI DOCUMENTALE E INDAGINI ESEGUITE	3
4	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
4.1	LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI	7
4.2	NORME NAZIONALI	7
4.3	NORME INTERNAZIONALI	7
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
5.1	ACCIAIO	8
5.1.1	ACCIAIO DA CARPENTERIA PER LAMINATI A CALDO E COLLEGAMENTI CARPENTERIA	8
5.1.2	ACCIAIO DA CARPENTERIA PER PROFILI PRESSOPIEGATI PER STRUTTURE IN CARTONGESSO	8
5.2	TASSELLI / ANCORTANTI	8
5.3	MURATURA	8
5.4	INTONACO ARMATO	11
6	ANALISI DEI CARICHI	12
6.1	PESI PROPRI STRUTTURALI	12
6.2	PESI PROPRI ELEMENTI NON STRUTTURALI	12
6.3	CARICHI VARIABILI	12
6.4	DEFINIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO	13
6.5	DEFINIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	13
7	CODICI DI CALCOLO	14
8	SOLAI	14
8.1	VERIFICHE ASOLE IMPIANTI SU SOLAIO A VOLTA	15
8.1.1	MODELLO DI CALCOLO	16
8.2	VERIFICA TRAVI DI RINFORZO PER FORI IMPIANTI SU SOLAI	20
8.2.1	TIPICO RINFORZI SU ASOLE SOLAI IN LATERO CEMENTO DEL PIANO PRIMO	20
9	VERIFICA PARETI DIVISORIE INTERNE	22
9.1	VERIFICA STATO DI FATTO	22
9.2	VERIFICA CONSOLIDAMENTI PARETI DIVISORIE	24
9.2.1	RIFODERA SINGOLA	25
9.2.2	RIFODERA DOPPIA	30
9.2.3	RIFODERA DOPPIA SU DOPPIA PARETE CON INTERCAPEDINE	35
9.3	VERIFICA NUOVA PARETE CON VISIVA	40
9.3.1	VERIFICHE NODI	46
10	APERTURA NUOVI FORI SU PARETI PORTANTI	49
10.1	VERIFICA PARETI	49
10.2	VERIFICA ARCHITAVI SU NUOVE APERTURE	53
11	CONCLUSIONI	55
12	ALLEGATO: INTERVENTO N° 3030B/PD AZIENDA OSPEDALIERA DI PADOVA	56



1 PREMESSA

L'ammodernamento del reparto di Anatomia Patologica prevede interventi in alcune porzioni del complesso Giustiniano in particolare nel blocco est ai piani interrato e primo e nel blocco sud al piano quarto.

La presente relazione riporta le verifiche statiche delle pareti divisorie interne, le verifiche della nuova parete con visiva, le verifiche dei rinforzi strutturali in corrispondenza dell'allargamento puntuale delle aperture nelle pareti e dei consolidamenti in corrispondenza delle asole nei solai per i passaggi impiantistici. Si tratta di interventi puntuali che non alterano l'impostazione strutturale del fabbricato. In sede esecutiva sarà valutata la necessità di installare degli elementi di ripartizione dei carichi per le apparecchiature e le attrezzature più pesanti.

La relazione riporta altresì le considerazioni in merito alla portata dei solai interessati dall'intervento.

2 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI

L'immagine che segue riporta la planimetria generale del complesso Giustiniano con individuazione delle due zone di intervento: corpo est e corpo sud.

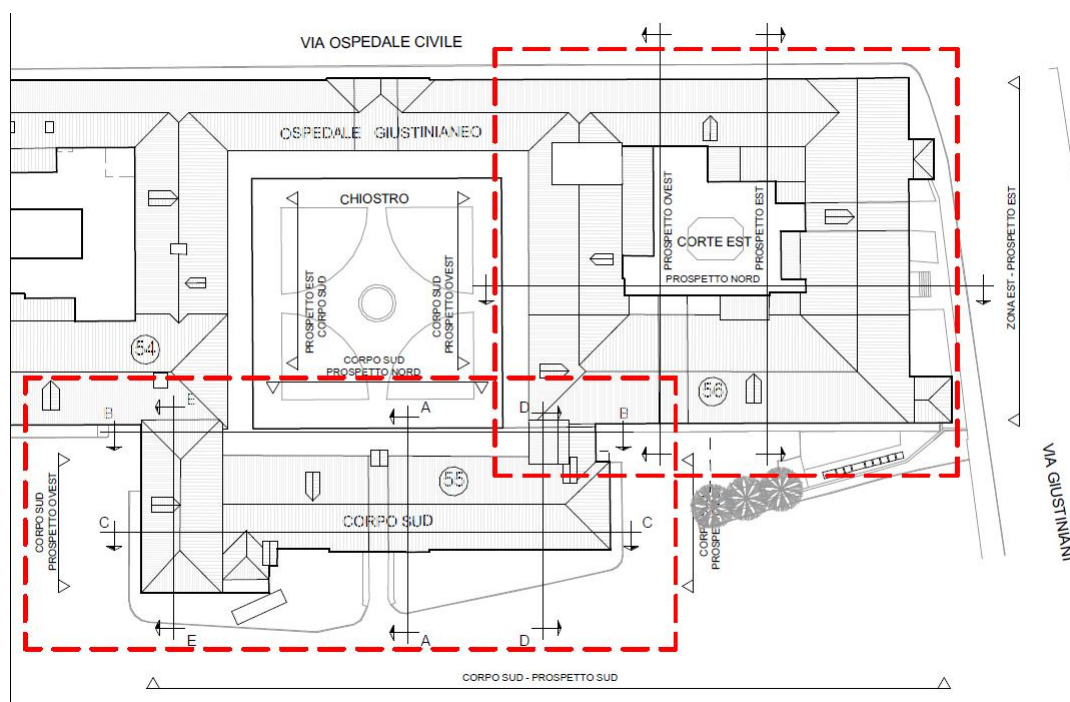


Figura 1 Key plan con individuazione aree di intervento del complesso Giustiniano.

Nome file: E.S.G.REL - Relazione tecnica opere strutturali_rev01.doc	Pagina 2 di 56	Elaborato: E.S.G.REL	Revisione: 00
--	----------------	----------------------	---------------



Al piano seminterrato del corpo est è prevista la realizzazione di un nuovo pacchetto di pavimentazione che prevede la seguente stratigrafia a partire dal basso:

- magrone spessore 15 cm
- casseri in polipropilene (igloo) altezza 20 cm
- cappa di completamento in c.a. spessa 10 cm connessa con barre di acciaio inghisate nelle fondazioni esistenti
- isolamento spessore 10 cm
- massetto di posa spessore medio 8-10 cm
- pavimentazione in gres

Al piano primo del corpo est (n° 56) e al piano quarto del corpo sud (n° 55), gli interventi puntuali di interesse strutturale sono i seguenti:

- sistemazione di fori porta, con allargamenti fino a larghezze di 1.50 m;
- tamponamento di fori porta esistenti e sistemazione delle spallette di alcune aperture;
- realizzazione di forometrie a parete per passaggio impianti;
- realizzazione di forometrie nei solai per passaggio impianti;
- rifodera delle pareti divisorie interne con pareti in cartongesso, la rifodera può essere su un solo lato o su entrambi.

Al piano seminterrato/terra, gli interventi puntuali di interesse strutturale sono i seguenti:

- realizzazione di una struttura metallica a sostegno della parete con visiva

3 ANALISI DOCUMENTALE E INDAGINI ESEGUITE

La ricerca documentale relativa al complesso Giustiniano ha prodotto la seguente documentazione:

1. *Verifica statica e sismica corpi 54-55-56 redatta da Areatecnica nel 2011 (la verifica è relativa a singole porzioni e non all'intero edificio, in particolare le aree di intervento del corpo est non sono parte integrante delle verifiche statiche e sismiche citate).*
2. *Certificato di collaudo statico del 2004 relativo al consolidamento parziale delle fondazioni del corpo ovest n°54 (non oggetto del presente intervento).*
3. *Elaborati strutturali della ristrutturazione del 1975 relativi all'edificio n° 55 corpo sud.*
4. *Elaborati strutturali della ristrutturazione del 2005 relativi all'edificio n° 55 corpo sud.*
5. *Indagini conoscitive in sito ed in laboratorio del complesso Giustiniano eseguite dalla ditta CSG Palladio nell'ottobre del 2010.*
6. *Progetto preliminare del rifacimento del reparto di anatomia patologia redatto da Steam nel 2015-2016.*
7. *Prove di carico Metralab eseguite a novembre del 2018 rapporto di prova 3030B/PD.*
8. *Verifica sismica dell'ospedale Giustiniano redatto dall'ing. Devis Sonda nel 2020.*
9. *Indagini conoscitive effettuate nel 2020*

Nome file: E.S.G.REL - Relazione tecnica opere strutturali_rev01.doc	Pagina 3 di 56	Elaborato: E.S.G.REL	Revisione: 00
--	----------------	----------------------	---------------



I dati relativi ai solai e alle travi del solaio del piano quarto del corpo sud, determinati dal progetto di ristrutturazione del 1975, sono parziali e non permettono di effettuare una verifica analitica dei solai. Negli elaborati è riportata una tabella relativa ai solai del terzo e quarto piano del corpo sud con individuazione dello spessore dei solai, del peso proprio strutturale, del sovraccarico permanente portato e del sovraccarico variabile, considerati ai fini delle verifiche nel 1975.

Come anche si evince dall'immagine sottostante i sovraccarichi permanenti sono compatibili con i sovraccarichi previsti dall'attuale progetto. Anche il sovraccarico variabile ("accid." in tabella) risulta compatibile con la destinazione di progetto che comunque rimangono sostanzialmente le stesse dello stato di fatto.

Anche al livello 1 le destinazioni di progetto sono compatibili con quelle dello stato di fatto. Si consideri che per il livello 1 non sono reperibili dati sui solai esistenti che risultano prevalentemente a volta.

TABELLA DELLE CARATTERISTICHE DEI SOLAI "TIPO CELERSAP P" FORNITI DALLA R.D.B.							
ZONA	H cm	i cm	peso proprio del solaio kg/mq a	pavim., sottofondo isolam., divisori kg/mq b	accid. kg/mq c	sovracc. totale kg/mq b + c	peso totale kg/mq a + b + c
A	20+4=24	50	260	150	400	550	810
B	16.5+4=20.5	50	235	400	500	900	1.135
C	25+4=29	50	305	400	500	900	1.205
D	25+4=29	50	305	400	500	900	1.205
G	25+4=29	50	305	400	450	850	1.155
H	25+4=29	50	305	400	450	850	1.155
I	25+4=29	50	305	400	500	900	1.205
L	25+4=29	50	305	400	500	900	1.205
M	25+6=31	52	370	400	500	900	1.270
N	25+4=29	50	305	400	400	800	1.105
O	20+4=24	50	260	400	350	750	1.010
P	25+4=29	50	305	400	350	750	1.055
Q	20+4=24	50	260	400	350	750	1.010
R	25+4=29	50	305	400	350	750	1.055

Figura 2 Tabella pesi propri, pesi portati e sovraccarico variabile dei solai del piano quarto del corpo sud (estratto dal progetto dei ristrutturazione del 1975 piano 3°-4°)

Le indagini conoscitive condotte dalla ditta CSG Palladio nel 2010 sono state effettuate sull'intero complesso Giustiniano e consistono in:

- 6 saggi delle fondazioni;
- 65 microcarotaggi nelle murature;
- 31 analisi video endoscopiche all'interno dei fori effettuati con i microcarotaggi;
- 3 analisi delle malte;
- 24 prove con martinetti piatto di cui 4 singolo e doppio;
- 120 prove soniche nelle murature;



- 3 prove di carico sui solai;
- 1 indagine sismica;
- 2 sondaggi geognostici di cui uno fino a 30 m di profondità e uno a fino a 20 m di profondità.

Per una esaustiva lettura delle indagini svolte in sito e dei risultati determinati con tali indagini si rimanda alla relazione **"relazione tecnica rif. 10CO00727"** redatta dalla ditta CSG Palladio nel luglio 2010.

Le tre prove di carico del 2010 sono state tutte effettuate al piano secondo e quindi in aree non oggetto del presente intervento. In tutti i casi sono state spinte fino ad un sovraccarico di 4.0 kN/mq con andamenti lineari del grafico carico-deformazioni e con deformazioni che indicano il mantenimento delle condizioni elastiche delle deformazioni.

In data 30 novembre – 1 dicembre 2018 sono state eseguite da Metralab n° 3 prove di carico due sul solaio del piano primo del blocco est e la terza sul solaio del piano quarto del blocco sud.

Le prime due prove sono state effettuate con l'impiego di serbatoi per collaudi riempiti gradualmente con acqua e misurando le deformazioni verticali con l'impiego di una stadia digitale rilevata da un auto livello digitale con precisione centesimale. La terza prova, sul solaio del quarto piano del blocco sud è stata condotta impiegando due martinetti oleodinamici a spinta contrastati con il peso proprio dei solai del sottotetto e della copertura, anche in questo caso la deflessione verticale del solaio è stata misurata con una stadia digitale rilevata da un auto livello digitale con precisione centesimale. L'impiego della stadia e dell'auto livello centesimale hanno permesso di non installare al piano inferiore i comparatori centesimali.

Le prime due prove sono state spinte fino a 4.5 kN/m² che corrisponde a 2.25 volte il carico di esercizio mentre la terza prova è stata spinta fino a 7.5 kN/m² che corrisponde a 1.5 volte il carico di esercizio con il quale il solaio è stato progettato. Le immagini seguenti riportano le piante del piano primo del blocco est e del piano quarto del blocco sud con individuate le campate di solaio oggetto di prova di carico.

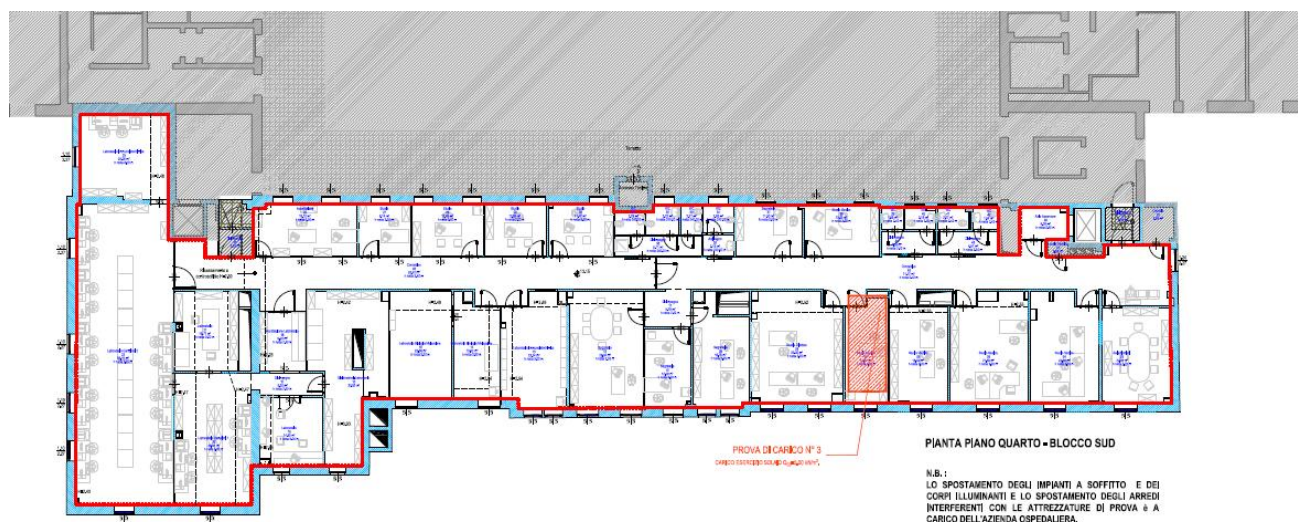


Figura 3 Piano quarto del corpo sud individuazione solaio sul quale è stata condotta la prova di carico



Figura 4 Piano primo de blocco est con individuazione dei due solai sui quali sono state eseguite le prove di carico

Le indagini conoscitive del 2020 sono state effettuate sull'intero complesso Giustiniano e consistono in:

- 13 analisi della tessitura muraria;
- 7 georadar per individuazione capochiave
- 3 georadar per verifica composizione volte
- 5 verifiche localizzate nelle volte con endoscopie
- 12 rimozione localizzata controsoffitti su solai per individuazione orditura e tipologia
- 2 verifiche locali dimensioni catene

La ricerca documentale e il rapporto di prove eseguite in sito hanno permesso di raggiungere un livello di conoscenza globale definito LC2. A tale livello di conoscenza corrisponde un fattore di confidenza FC = 1.20.



4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Tutte le strutture sono progettate rispettando i criteri e le prescrizioni indicate nelle norme attualmente vigenti.

4.1 LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- L. 5.11.1971, n° 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- D.M. LL. PP. 17.01.2018 “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”.
- Circ. Min. infrastrutture e trasporti Circolare 21.01.2019 n.7 ” Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”
- DPR 380/2001: Testo unico per l'edilizia.

4.2 NORME NAZIONALI

- UNI 11104:2004 – “Calcestruzzo – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”.
- UNI EN 206-1/2014 – “Calcestruzzo, prestazione produzione e conformità”.
- UNI EN 10025-2: 2019 – “Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali”.

4.3 NORME INTERNAZIONALI

- UNI-EN-1993-1-1 – Progettazione delle strutture in acciaio: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI 1090-2:2011 – Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 2: Requisiti tecnici per strutture di acciaio

Nome file: E.S.G.REL - Relazione tecnica opere strutturali_rev01.doc	Pagina 7 di 56	Elaborato: E.S.G.REL	Revisione: 00
--	----------------	----------------------	---------------



5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche meccaniche dei materiali nuovi da impiegare negli interventi di consolidamento sono le seguenti:

5.1 ACCIAIO

5.1.1 Acciaio da carpenteria per laminati a caldo e collegamenti carpenteria

Acciaio tipo S 275 J0 secondo UNI EN 10025 per nuove strutture di rinforzo locale

Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 430 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento	$f_{yk} \geq 275 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E = 206000 \text{ Mpa}$

5.1.2 Acciaio da carpenteria per profili pressopiegati per strutture in cartongesso

Acciaio secondo UNI EN 10327 per nuove pareti o rifodere in cartongesso

Tensione di snervamento	$f_{yk} \geq 300 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E = 206000 \text{ Mpa}$

5.2 TASSELLI / ANCORTANTI

Ancorante meccanico tipo Fischer Faz II o equivalenti. Per caratteristiche tecniche e di posa si rimanda alla scheda del produttore.

Ancorante chimico per barre filettate con resina tipo Fischer FIS EM PLUS o equivalenti.

Per caratteristiche tecniche e di posa si rimanda alla scheda del produttore.

Prevedere foro nel calcestruzzo $\varnothing_{\text{foro}} = \varnothing_{\text{barra}} + 2\text{mm}$

I fori dovranno essere accuratamente puliti, si consiglia di realizzare il foro con il sistema a roto percussione e pulizia automatica.

Per tasselli e ancoranti in barre filettate pretagliate e zincate a caldo impiegare barre con classe di resistenza 8.8.

5.3 MURATURA

Le caratteristiche delle murature previste per le verifiche in caso di livello di conoscenza LC2 sono corrispondenti ai valori medi della tabella C8.5.I e nel caso in oggetto risulterebbe:

resistenza a compressione $f_d = ((2.6+4.3)/2)/1.2 = 2.875 \text{ Mpa}$.

Si precisa che la norma al §C8.5.4 riporta che per verifiche non sismiche di elementi singoli è possibile adottare livelli di conoscenza differenti e per le murature del livello seminterrato nel 2010 sono state eseguite



tre prove sulla muratura che comportano il raggiungimento del livello di conoscenza LC3 per le proprietà del materiale muratura di tale livello del fabbricato.

Il valore di progetto della resistenza a compressione della muratura, riferito alle tre prove con martinetto piatto effettuate al livello seminterrato considerando il fattore di confidenza FC 1.0 vale:

resistenza a compressione $f_d = (1.79 + 2.71 + 2.68) / 3 = 2.39$ MPa che risulta più cautelativo rispetto al valore tabellare riportato in normativa.

Nel dettaglio le caratteristiche meccaniche della struttura portante in laterizio sono state desunte dalle indagini eseguite in sito sulle murature. In particolare si è fatto riferimento a 3 prove con martinetto piatto doppio eseguite dalla ditta CSG Palladio nella campagna prove del 2010 al piano seminterrato del corpo est: M8, M9, M23.

I risultati in termini di tensione di rottura nella muratura e di modulo di elasticità della stessa sono i seguenti:

Prova M8: $E = 1218.1$ MPa $f_m = 1.79$ MPa

Prova M9: $E = 1478.5$ MPa $f_m = 2.71$ MPa

Prova M23: $E = 1352.4$ MPa $f_m = 2.68$ MPa

Media valori: $E = 1349.6$ MPa $f_m = 2.39$ MPa

Le verifiche in termini di resistenza sono condotte considerando un fattore di sicurezza del materiale $\gamma_m = 3.0$.

Di seguito si riportano la planimetria delle indagini svolte al seminterrato e la tabella riepilogativa delle prove con martinetto piatto. Estratto dalla relazione di indagine diagnostica redatta da CSG Palladio rif. 10CO00727.

Tabella riepilogativa dei risultati

Prova	Ns. rif.	Ubicazione della prova	Stato tensionale (MPa)	Tensione di rottura σ_r (MPa)	Modulo elastico E (MPa)
M1	10CA07139	Piano seminterrato	1,55	—	—
M2	10CA07140	Piano seminterrato	2,94	—	—
M3	10CA07141	Piano seminterrato	1,75	—	—
M4	10CA07142	Piano seminterrato	0,04	—	—
M5	10CA07159	Piano seminterrato	0,05	2,33	2.299,6
M6	10CA07143	Piano seminterrato	0,42	—	—
M7	10CA07144	Piano seminterrato	0,58	—	—
M8	10CA07160	Piano seminterrato	0,99	1,79	1.218,1
M9	10CA07161	Piano seminterrato	0,69	2,71	1.478,5
M10	10CA07145	Piano rialzato	0,40	—	—
M11	10CA07146	Piano rialzato	0,36	—	—
M12	10CA07147	Piano rialzato	0,44	—	—
M13	10CA07148	Piano rialzato	0,01	—	—

PROCEDURA APERTA PER L'AFFIDAMENTO DEL SERVIZIO DI ARCHITETTURA E INGEGNERIA PER LA REDAZIONE DELLA PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA E IL COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE/DIREZIONE LAVORI E COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA IN FASE DI ESECUZIONE, INERENTI I "LAVORI DI REALIZZAZIONE DELLA NUOVA ANATOMIA PATOLOGICA PRESSO IL COMPLESSO EDILIZIO GIUSTINIANEO DELL'AZIENDA OSPEDALIERA DI PADOVA"
CIG 70550191DB - CUP I91B1400060002



Prova	Ns. rif.	Ubicazione della prova	Stato tensionale (MPa)	Tensione di rottura σ_r (MPa)	Modulo elastico E (MPa)
M14	10CA07149	Piano rialzato	0,44	—	—
M15	10CA07150	Piano rialzato	0,27	—	—
M16	10CA07151	Piano primo	0,04	—	—
M17	10CA07152	Piano primo	0,01	—	—
M18	10CA07153	Piano primo	0,44	—	—
M19	10CA07154	Piano primo	0,72	—	—
M20	10CA07155	Piano secondo	0,16	—	—
M21	10CA07156	Piano secondo	0,08	—	—
M22	10CA07157	Piano secondo	0,02	—	—
M23	10CA07162	Piano seminterrato	0,52	2,68	1.352,4
M24	10CA07158	Piano primo	0,69	—	—



3 Prove con martinetto piatto singolo e doppio **M5, M8, M9, M23**

Nome file: E.S.G.REL - Relazione tecnica opere strutturali_rev01.doc	Pagina 10 di 56	Elaborato: E.S.G.REL	Revisione: 00
--	-----------------	----------------------	---------------

Capogruppo mandataria Striolo, Fochesato & Partners via della Paglia 14, 35122 Padova (Italy) tel. 049-2104521 - fax 049-2104523 info@striolo-fochesato.com striolo-fochesato.com		Mandante Manens-Tifs INGEGNERIA Manens-Tifs s.p.a. Corso Stati Uniti n. 56, 35122 Padova Tel.: +39.049.8705110 info@manens-tifs.it manens-tifs.it	
--	--	--	--



5.4 INTONACO ARMATO

Il consolidamento delle volte che vengono forate per il passaggio degli impianti prevede la realizzazione dell'intonaco armato all'intradosso sull'intera superficie della volta e all'estradosso su metà della volta stessa, la metà interessata dal foro.

L'intonaco armato si compone di una rete in materiale composito, di una malta e di connettori.

- a) Malta premiscelata a base di calce idraulica naturale nhl 3.5 tipo FIBREBUILD FBCALCEM 10MPa, ad alta traspirabilità.

Resistenze caratteristiche:

$f_{ck} \geq 10 \text{ MPa}$

tensione caratteristica a compressione a 28 gg

$E \leq 8 \text{ GPa}$

modulo elastico a compressione

- b) Rete preformata in materiale composito fibrorinforzato G.F.R.P. tipo FIBREBUILD FBESH 66x66T96 della FibreNet s.r.l.

Resistenze caratteristiche:

$f_{ck} \geq 350 \text{ MPa}$

tensione caratteristica

$E \leq 23 \text{ GPa}$

modulo elastico equivalente

- c) Connettore a "L" preformato in materiale composito fibrorinforzato G.F.R.P. tipo FIBREBUILD FBCON30L della FibreNet s.r.l.

- d) Connettori di inghisaggio perimetrali delle volte sulle pareti con barre in materiale composito fibrorinforzato tipo GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) ad aderenza migliorata, costituita da fibra di vetro chimicamente resistente e resina termoindurente di tipo poliestere di diametro 12 mm disposte a passo 30 cm.

Con tale intervento i parametri da impiegare nei modelli di calcolo della volta vengono modificati e aumentati di 1.5 volte come previsto dalla circolare esplicativa del 2019 per gli interventi che prevedono l'impiego di intonaco armato su strutture in blocchi di laterizio pieni e malta di calce.

La tensione limite del materiale rinforzato vale pertanto:

$$f_d = 2.39 \cdot 1.5 / 3 = 1.195 \text{ MPa}$$

Si precisa che nella porzione di volta interessata dalla realizzazione del nuovo foro per passaggio di impianti l'intervento è previsto sia all'estradosso che all'intradosso mentre dalla chiave della volta verso gli appoggi sul lato opposto all'intervento si prevede di intervenire solo all'intradosso e solo per un fattore di continuità estetica in quanto l'intervento non sarebbe necessario. Per tale motivo le verifiche tengono in considerazione del coefficiente correttivo per intervento con intonaco armato come previsto dalla tabella C8.5.II della circolare n°7 del 21.01.2019 senza riduzioni.

Nome file: E.S.G.REL - Relazione tecnica opere strutturali_rev01.doc	Pagina 11 di 56	Elaborato: E.S.G.REL	Revisione: 00
--	-----------------	----------------------	---------------



Si precisa altresì che le connessioni della rete G.F.R.P alla volta dove l'intervento è solo all'intradosso raggiungono almeno i 2/3 dello spessore come specificato nelle schede di certificazione del prodotto previsto.

6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 PESI PROPRI STRUTTURALI

I pesi propri degli elementi costituenti la struttura sono determinati in funzione delle caratteristiche geometriche e dei pesi specifici dei materiali di seguito riportati:

- Calcestruzzo armato: $\gamma_{ca} = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- Muratura $\gamma_m = 18.0 \text{ kN/m}^3$

6.2 PESI PROPRI ELEMENTI NON STRUTTURALI

Il peso del pacchetto di finitura considerato per i solai è riportato di seguito:

Peso impianti	0.20 kN/m ² ;
Massetto e pavimento	1.00 kN/m ² ;
Controsoffitto	0.30 kN/m ² ;
Totale pesi non strutturali	1.50 kN/m ²

Il carico indicato è al netto delle pareti divisorie interne. Le tramezze vengono rivestite su uno o su ambo i lati da rifodere in cartongesso con struttura 75 mm e doppia lastra di rivestimento (0.25 kN/mq).

Al piano primo del corpo est le tramezze sono alte circa 5.2 m e il sovraccarico distribuito vale 2.0 kN/mq.

Al piano quarto del corpo sud le tramezze sono alte circa 3.0 m e il sovraccarico distribuito vale 1.20 kN/mq.

La verifica dei solai a volta viene condotta considerando un sovraccarico permanente portato di 4.00 kN/m². A tale carico viene aggiunto il peso del materiale di riempimento delle volte, in particolare nelle aree in prossimità degli appoggi viene considerato un ulteriore carico di 6.0 kN/mq corrispondente a uno strato medio spesso circa 40 cm.

6.3 CARICHI VARIABILI

Le nuove norme tecniche NTC 2018 hanno apportato delle modifiche ai carichi di esercizio per gli ospedali, in particolare le camere di degenza sono state inserite nella cat. A a cui corrisponde un carico di 2.00 kN/mq e poi le aree di accesso agli ospedali sono state inserite nella cat. C3 a cui corrisponde un sovraccarico variabile di 5.00 kN/mq.

Tali carichi sono riportati in tabella 3.1.II del D.M. 17.01.2018.

Nome file: E.S.G.REL - Relazione tecnica opere strutturali_rev01.doc	Pagina 12 di 56	Elaborato: E.S.G.REL	Revisione: 00
--	-----------------	----------------------	---------------



I piani oggetto di intervento sono destinati prevalentemente a studi medici e laboratori che sono assimilabili ad uffici non aperti al pubblico a cui corrisponde un sovraccarico cat. B1 2.00 kN/mq.

Gli ambiti di intervento non comprendono le scale e le aree di accesso.

6.4 DEFINIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Si adottano le combinazioni prescritte dalla normativa vigente ed espresse simbolicamente come segue:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \right]$$

per le azioni statiche con il seguente significato dei simboli:

G_1	valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali
G_2	valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali
P_k	valore caratteristico forza di precompressione o pretensione
Q_{ik}	valore caratteristico dell'azione variabile i-esima
$\gamma_{G1} = 1.3$	(1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
$\gamma_{G2} = 1.5$	(0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
$\gamma_p = 1.5$	(0 se il suo contributo diminuisce la sicurezza)
$\gamma_q = 1.5$	(0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
$\psi_{0i} = 0.7$	per cat. C

6.5 DEFINIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Si prenderanno in esame le seguenti combinazioni:

caratteristiche (rare):

$$F_d = G_1 + G_1 + P_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik})$$

frequenti:

$$F_d = G_1 + G_1 + P_k + \psi_{1i} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$$

quasi permanenti:

$$F_d = G_1 + G_2 + P_k + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$$

I valori dei coefficienti di combinazione sono riportati nella seguente tabella:

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 1: valori dei coefficienti di combinazioni.

7 CODICI DI CALCOLO

Le elaborazioni mediante calcolatore sono state eseguite con l'ausilio dei seguenti programmi:

- BeamCAD prodotti da CONCRETE s.r.l., via della Pieve 19, 35121 Padova per la verifica delle travi e delle sezioni in calcestruzzo armato.
- MIDAS/Gen Plus prodotto da MIDAS Information Technology Co., Ltd. distribuito in Italia da CSPFea s.c. con sede ad Este – PD.

I programmi vengono usati dallo scrivente in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie.

8 SOLAI

Al piano terra del corpo est è presente un solaio in laterizio composto da volte a crociera, lo spessore assunto ai fini delle verifiche è pari a 25 cm. Lo spessore è stato rilevato mediante misurazione in corrispondenza di passaggi impiantistici esistenti.

In alcuni punti sono presenti degli archi ribassati rispetto alla volta e tali rinforzi, a favore della sicurezza, non sono stati considerati ai fini delle verifiche.



I solai del piano primo sono prevalentemente di tre tipologie: la prima sono solai a volta in laterizio, la seconda si compone di una soletta in c.a. con nervature in c.a. sotto sporgenti, la terza si compone di solai in laterocemento con travi di rinforzo in acciaio all'intradosso.

I solai del piano 4 del corpo sud sono di laterocemento con spessori compresi tra 16.5+4cm a 25+4 cm a seconda della luce delle campate e dei carichi di progetto previsti nel 1975. Tali solai poggiano sulle murature portanti e sulla trave centrale di acciaio.

L'estrema eterogeneità dei solai, i vari interventi di rinforzo eseguiti negli anni precedenti e l'assenza di documenti recanti le armature dei travetti dei solai in latero cemento e dei solai in calcestruzzo, nonché l'indeterminazione dei profili e degli interassi impiegati per le travi di acciaio di rinforzo, non consente di procedere con un calcolo di verifica dei solai esistenti e neppure consente di effettuare un confronto tra le portate "ammissibili" determinate con i metodi di calcolo previsti dalle norme degli anni in cui sono stati realizzati gli interventi di ristrutturazione con le portate determinate applicando i carichi previsti dalle nuove norme tecniche e impiegando il metodo di calcolo agli statiti limite.

A tale proposito sono state eseguite le prove di carico sui solai più rappresentativi. Due prove sui solai a volta in blocchi di laterizio del piano primo del blocco est e una prova sul solaio del quarto piano del blocco sud composto da travetti tipo Celersap P della ditta RDB. Si rimanda al rapporto di prova n° 3030B/PD della ditta Metralab.

8.1 VERIFICHE ASOLE IMPIANTI SU SOLAIO A VOLTA

Le verifiche di resistenza dei solai a volta in laterizio oggetto di intervento di realizzazione di nuove forometrie per passaggi impiantistici sono state condotte con il codice di calcolo Midas Gen. Lo spessore delle volte è stato assunto pari a 25 cm, il modello prende in considerazione una singola volta a crociera e pertanto non si considerano i ribassamenti delle volte in corrispondenza dei pilastri.

Si precisa che il foro deve essere posizionato in modo da non interferire con le diagonali lungo cui si intersecano le due volte a botte che compongono la volta a crociera.

È prevista la realizzazione nel solaio a volta di un foro per il passaggio impianti di dimensioni 200x30 cm, ne consegue una nuova ridistribuzione dello stato tensionale che da luogo a zone staticamente non verificate che sono pertanto oggetto di consolidamento.

Il rinforzo della struttura della volta a crociera prevede due interventi:

- applicazione di intonaco armato con rete in materiale composito fibrorinforzato F.R.P. su tutto l'intradosso della volta e sulla metà di estradosso interessata dall'apertura;
- realizzazione di una cerchiatura con una lamiera metallica 5x600 mm su tutto il perimetro interno del foro; la cerchiatura deve essere fissata con tasselli M10 ad ancorante chimico vinilestere tipo FIS-V, disposti ad interasse 200 mm e con lunghezza di ancoraggio 150 mm; il riempimento dell'estradosso della volta fino a raso delle volte stesse dovrà essere fatto con materiale inerte con densità 12-14 kN/mc.

Nome file: E.S.G.REL - Relazione tecnica opere strutturali_rev01.doc	Pagina 15 di 56	Elaborato: E.S.G.REL	Revisione: 00
--	-----------------	----------------------	---------------

8.1.1 Modello di calcolo

Le verifiche in termini tensionali e deformativi sono condotte con un modello di calcolo agli elementi finiti in cui sono considerate le sole azioni statiche.

La volta è schematizzata con elementi plate a 3 e 4 nodi. I carichi sono stati attribuiti come pressioni uniformemente distribuite differenziando i carichi permanenti portati ed i carichi variabili.

In corrispondenza dei pilastri di appoggio sono stati inseriti i vincoli che schematizzano delle cerniere, inoltre, essendo la volta modellata fino agli assi dei pilastri, nella sagoma del pilastro lo spessore della volta è stato aumentato da 25 a 50 cm.

La volta dello stato di progetto ha il materiale muratura con il modulo di deformazione aumentato di 1.5 volte per la presenza dell'intonaco armato come specificato in precedenza.

La cerchiatura metallica del foro è schematizzata come un elemento beam 600x5 mm lungo tutto il perimetro del foro.

Le combinazioni di carico considerate ai fini delle verifiche sono riportate nella seguente tabella:

Load Combinations												
General Steel Design Concrete Design SRC Design Cold Formed Steel Design Footing Design												
Load Combination List												
No	Name	Active	Type	G1(ST)	G2 peso(ST)	G2 riemp(ST)	Q1(ST)	SLU 1(CB)	RARA 1(CB)	RARA 2(CB)	INV RARA(CB)	Description
1	SLU 1	Activ	Add	1.3000	1.5000	1.5000	1.5000					
2	RARA 1	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000					
3	RARA 2	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000						
4	INV RAR	Activ	Envelo						1.0000	1.0000		
*												

Sono analizzati due modelli, uno dello stato di fatto (SDF), e uno dello stato di progetto (SDP) con il foro nella volta nella posizione e dimensioni previste da elaborato.

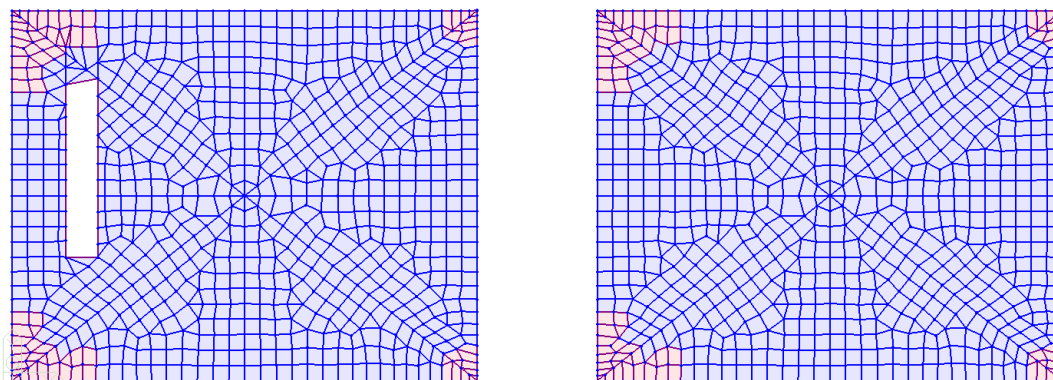


Figura 5: geometria del modello della volta (SDF e SDP) - pianta

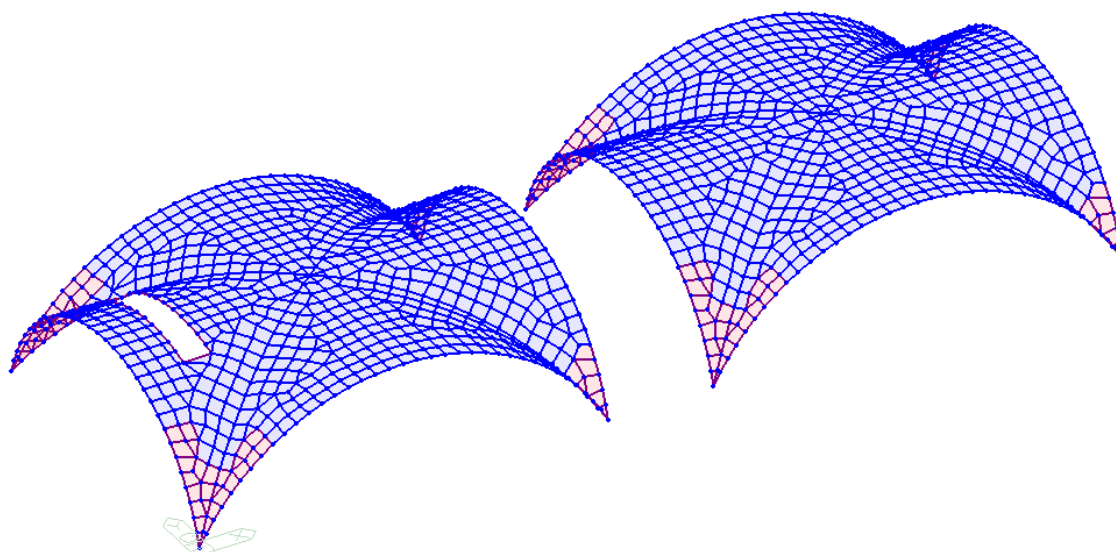


Figura 6: geometria del modello della volta (SDF e SDP) – vista 3D

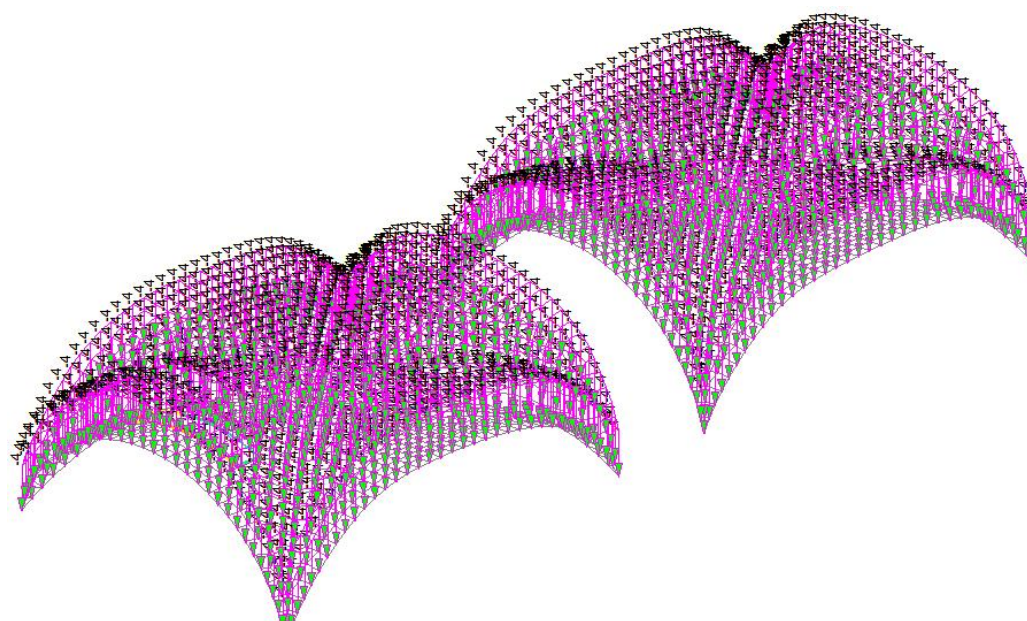


Figura 7: Sovraccarico permanente kN/mq

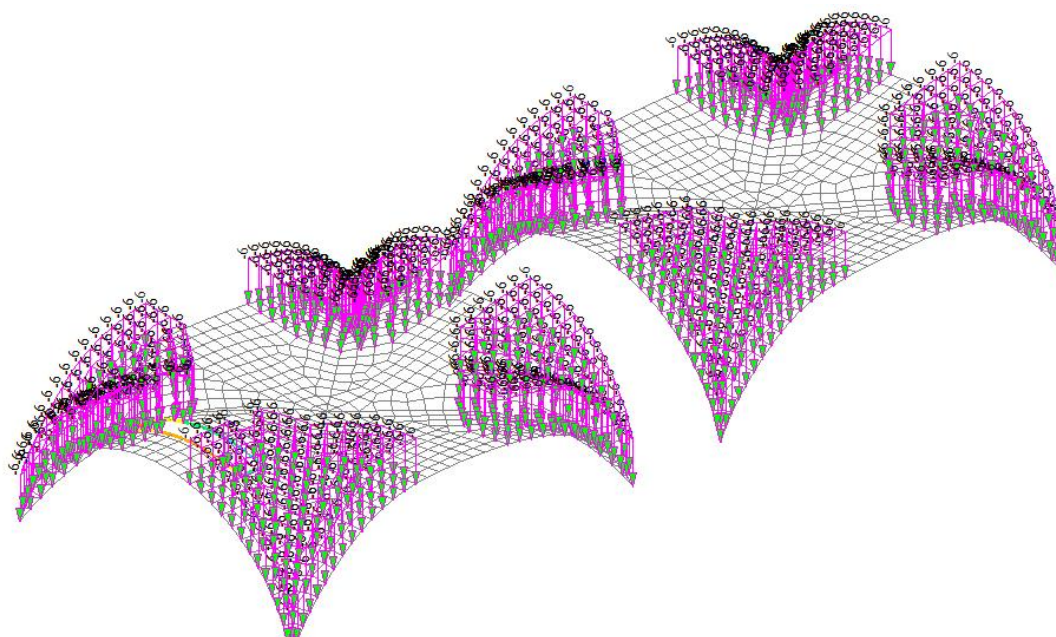


Figura 8: Sovraccarico permanente riempimento kN/mq

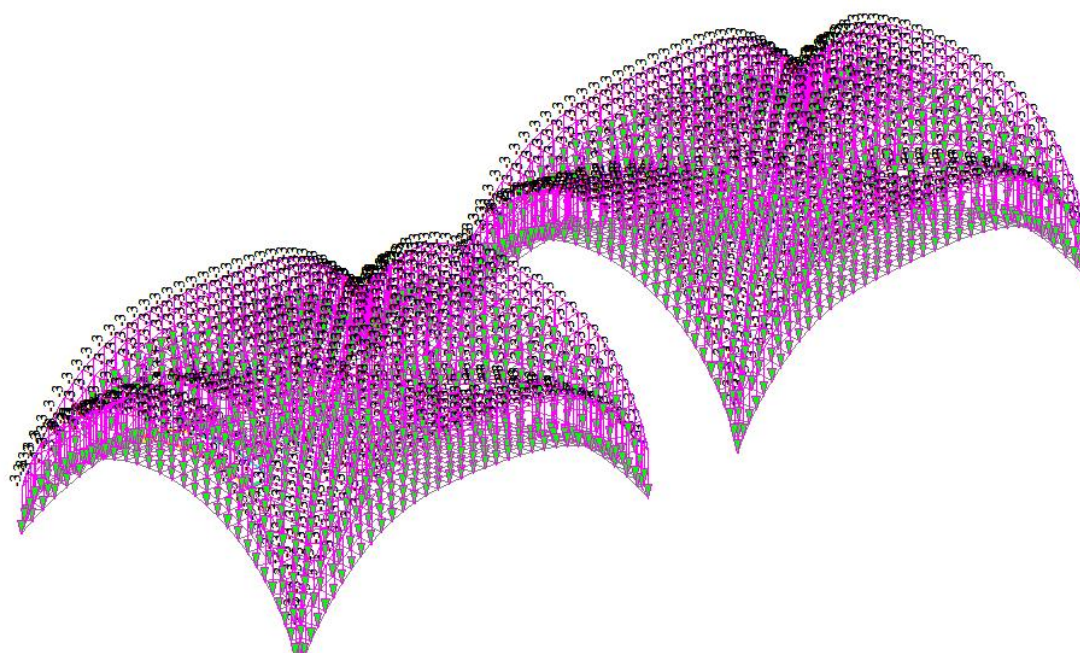


Figura 9: Sovraccarico variabile kN/mq

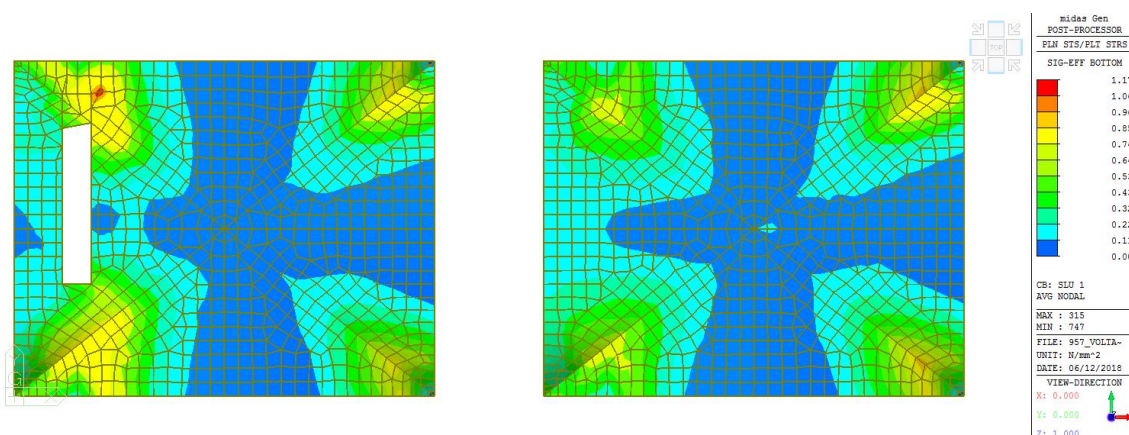


Figura 10: stato tensionale della volta (SDF e SDP).

Come si evince dall'immagine precedente lo stato tensionale agli SLU non supera la tensione limite che vale $f_d = 2.39 \cdot 1.5 / 3 = 1.195 \text{ MPa}$

Nella porzione di volta consolidata solo all'intradosso lo stato tensionale massimo raggiunge 0.76 MPa che risulta inferiore alla resistenza limite del materiale non consolidato pari a 0.80 MPa .

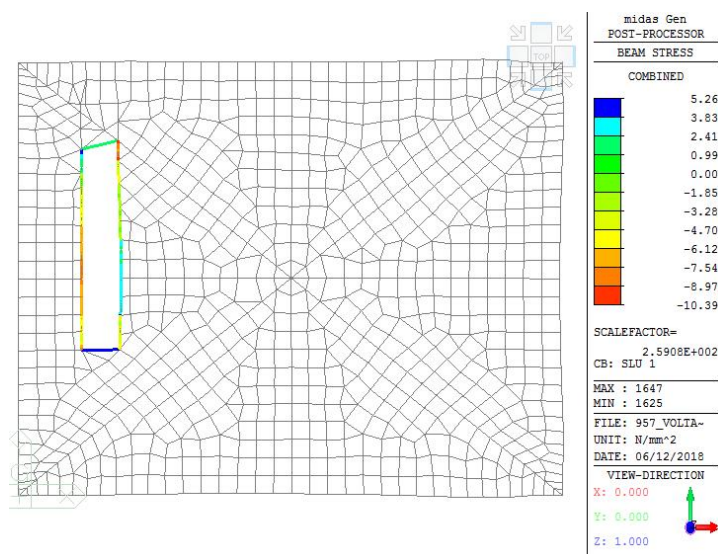


Figura 11: stato tensionale cerchiatura metallica (SDF e SDP).

Come si evince dall'immagine precedente lo stato tensionale agli SLU non supera la tensione limite che vale $f_d = 262 \text{ MPa}$

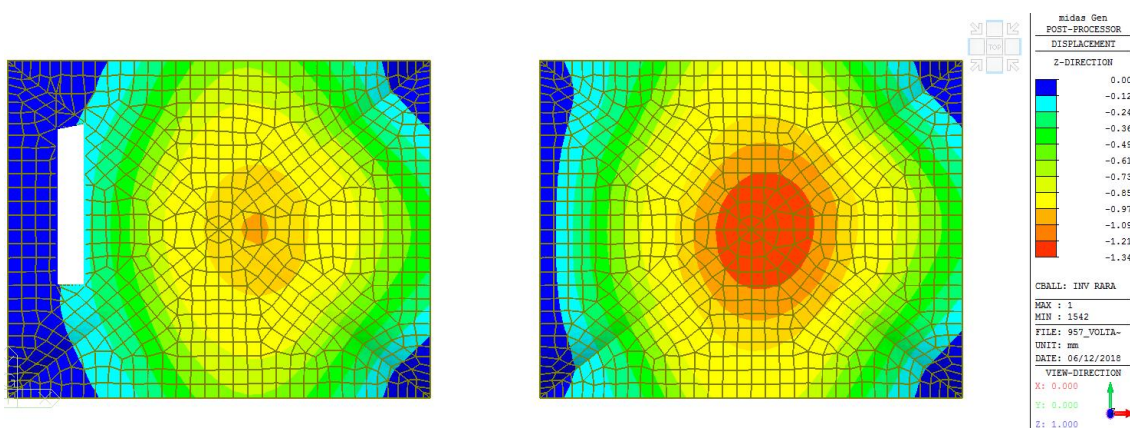


Figura 12: stato deformativo della volta (SDF e SDP).

Le deformazioni sono ampiamente entro limiti accettabili per la tipologia strutturale.

8.2 VERIFICA TRAVI DI RINFORZO PER FORI IMPIANTI SU SOLAI

In corrispondenza delle nuove forometrie nei solai per il passaggio degli impianti, nel caso in cui il foro abbia dimensioni maggiori rispetto allo spazio tra due travetti del solaio, si prevede di realizzare dei rinforzi con putrelle metalliche all'intradosso che formano una "H" a sostegno del solaio. Tali rinforzi sono previsti principalmente all'intradosso del piano primo corpo est dove sono presenti asole di dimensioni superiori a 50 cm.

I fori sul solaio del piano 5 del corpo sud, sono quasi tutti per le cappe di aspirazione ed hanno diametro 300 mm, tali fori dovranno essere realizzati rimuovendo localmente solo la pignatta del solaio senza intaccare i travetti portanti del solaio stesso; in tale area il solaio ha travetti con interasse 50 cm.

I fori in copertura del corpo sud, sono tutti di diametro 300 mm e sono relativi all'espulsione delle cappe. La realizzazione di tali fori prevede la rimozione locale delle coppelle in c.a.v. larghe circa 30 cm e lunghe al massimo 208 cm.

8.2.1 Tipico rinforzi su asole solai in latero cemento del piano primo

Caso 1:

- solaio in latero cemento con luce netta fino a 5.5 m
- foro dimensioni massime 1x1 m a ridosso parete/trave
- travi di rinforzo previste sono in profilo HEA 140

ai fini delle verifiche si considerano i seguenti carichi applicati al solaio:

- $G1 = 3.5 \text{ kN/mq}$ peso proprio solaio
- $G2 = 4.0 \text{ kN/mq}$ pesi permanenti portati



- $Q = 3.0 \text{ kN/mq}$ sovraccarico variabile

pp	0.25 kN/m	profilo	HEA 140
G trave rompitratta	9.375 kN		
Q trave rompitratta	2.5 kN	J	1033 cm ⁴
		Wel	155.4 cm ³
luce in pianta	6 m	Wpl	173.5 cm ³
a	5 m	Avz	10.1 cm ²
b	1 m	γ_M	1.05
		f_{yk}	275 MPa
γ_{G1}	1.3		
γ_{G2}	1.3		
γ_Q	1.5	Mrd, elastico	40.70 kNm
		Mrd, pl	45.44 kNm
Mmax	14.74 kNm	Vrd	152.73 kN
Ta	3.63 kN	freccia sa	1.63 mm
Tb	14.26 kN	freccia totale	9.73 mm

Il rapporto di inflessione con i carichi totali vale $L/dz = 606 > 400$

Il rapporto tra momento sollecitante e momento resistente vale $M_{ed} / M_{Rd} = 0.362 < 1.0$

Caso 2:

- solaio in latero cemento con luce netta fino a 8.5 m
- foro dimensioni massime 3x0.6 m a ridosso parete/trave
- travi di rinforzo previste sono in profilo HEA 140

ai fini delle verifiche si considerano i seguenti carichi applicati al solaio:

- $G1 = 4.0 \text{ kN/mq}$ peso proprio solaio
- $G2 = 4.0 \text{ kN/mq}$ pesi permanenti portati
- $Q = 3.0 \text{ kN/mq}$ sovraccarico variabile



pp	0.423	kN/m	profilo	HEA 200	
G trave rompitratta	45	kN			
Q trave rompitratta	12	kN	J	3692	cm ⁴
			Wel	388.6	cm ³
luce in pianta	8.8	m	Wpl	429.5	cm ³
a	8	m	Avz	18.08	cm ²
b	0.8	m	γ _M	1.05	
			f _{yk}	275	MPa
γ _{G1}	1.3				
γ _{G2}	1.3				
γ _Q	1.5		Mrd, elastico	101.78	kNm
			Mrd, pl	112.49	kNm
Mmax	60.96	kNm	Vrd	273.40	kN
Ta	9.37	kN	freccia sa	2.45	mm
Tb	71.97	kN	freccia totale	15.97	mm

Il rapporto di inflessione con i carichi totali vale $L/dz = 551 > 400$

Il rapporto tra momento sollecitante e momento resistente vale $M_{ed} / M_{Rd} = 0.599 < 1.0$

9 VERIFICA PARETI DIVISORIE INTERNE

9.1 VERIFICA STATO DI FATTO

Per la verifica delle pareti divisorie interne esistenti si impone un'analisi della sicurezza considerando una Vita Nominale di 50 anni corrispondente alla vita media di un ospedale, facendo quindi coincidere la vita nominale con quella programmata.

Tale scelta risulta in accordo con quanto previsto nell'allegato A della DGRV 18/10/2011 n. 1693 in cui sono fornite le indicazioni atte a definire una metodologia di verifica delle strutture esistenti, necessaria a formulare un giudizio sulla struttura e indirizzare, di conseguenza, la programmazione degli interventi orientandoli o verso il mantenimento o verso la sostituzione del patrimonio immobiliare ospedaliero e socio sanitario.

La verifica strutturale, definita la vita nominale di 50 anni, determina l'entità massima delle azioni che la struttura esistente è in grado di sostenere con i margini di sicurezza sulle azioni e sui materiali richiesti dalle NTC 2018.

La verifica delle tramezzature in blocchi di laterizio alleggerito è condotta secondo il metodo semplificato proposto al paragrafo 7.2.3 delle NTC 2018 previsto per gli elementi non strutturali e gli elementi secondari. Il § 7.8.1.5.2, delle NTC 2018, prevede che le verifiche fuori piano delle pareti in muratura non portanti possono essere condotte separatamente dal modello generale adottando le forze equivalenti indicate al §7.2.3 assumendo $q_a = 2.0$.

Nelle tabelle seguenti si riportano due verifiche significative condotte per tramezzature interne con spessori differenti in corrispondenza del piano primo e del piano quarto.

Fa è la forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella



direzione più sfavorevole;

W_a è il peso dell'elemento;

S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1)

q_a è il fattore di struttura dell'elemento.

In assenza di specifiche determinazioni, per q_a si possono assumere i valori riportati in Tab. 7.2.1.

In mancanza di analisi più accurate S_a può essere calcolato nel seguente modo:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \quad (7.2.2)$$

dove:

α è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo **A** da considerare nello stato limite in esame e l'accelerazione di gravità g ;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1;

T_a è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale; il calcolo di questo parametro è condotto considerando una parete di lunghezza unitaria vincolata in semplice appoggio alla base ed in sommità;

T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

Z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione

H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione

p_a rappresenta la pressione agente ortogonalmente al pannello oggetto di verifica.

$p_{critica}$ rappresenta la pressione critica che fa collassare il pannello, tale valore è calcolato in accordo con la formula di A.W. Hendry che trascura la resistenza a trazione della muratura.

Pareti piano primo corpo est

T_a	0.040	
$T_1 = C H^{3/4}$	0.499	s
C	0.050	
H	21.500	m
q_a	2.000	
	SLV	
a_g/g	0.104	
S	1.500	
Z	10.950	
H	21.500	
S_a	0.3046	



PIANO PRIMO CORPO EST	h	t	S _a	q _a	W	Nmuro	N tot	F _a	p _a	σ _n	h/t	p _{critica}
	[m]	[m]						[kN/m]	[kPa]	[kPa]		[kPa]
TRAMEZZATURA SP. 12 cm	5.2	0.15	0.3046	2	7.02	7.02	7.02	1.07	0.206	23.40	34.67	0.156
TRAMEZZATURA SP. 8 cm	5.2	0.11	0.3046	2	5.15	5.15	5.15	0.78	0.151	23.40	47.27	0.084

In tutti i casi la pressione critica risulta inferiore alla pressione ortogonale al pannello "p_a" e quindi le verifiche dei tamponamenti sollecitati ortogonalmente al piano NON risultano soddisfatte.

La verifica è stata effettuata considerando una striscia di parete, di lunghezza unitaria, vincolata alla base ed in sommità.

Si consiglia di verificare, in corso d'opera, la realizzazione delle pareti divisorie interne che in sommità devono essere a diretto contatto con l'intradosso delle travi o del solaio.

9.2 VERIFICA CONSOLIDAMENTI PARETI DIVISORIE

Il consolidamento delle pareti divisorie interne prevede la realizzazione di una rifodera in cartongesso con struttura metallica alta 75 mm e doppia lastra di cartongesso. La rifodera può essere singola (su un solaio lato), o doppia (su entrambi i lati).

La verifica delle strutture metalliche viene condotta affidando ai montanti in acciaio delle rifodere la massa sismica della nuova parete in cartongesso e la quota parte della massa della parete in laterizio che eccede la parete esistente non è in grado di sopportare.

In particolare come riportato nella tabella che segue le pareti spesse 12 cm sono in grado di sopportare una forza sismica pari al 75% della forza totale mentre le pareti spesse 8 cm sono in grado di sopportare solo il 55% della forza sismica complessiva.

Le tabelle che seguono riportano i carichi sismici che sono applicati ai montanti delle rifodere. In particolare la forza F_a, determinata per una striscia di parete di larghezza unitaria, viene ripartita in funzione del numero di montanti per metro e applicata in mezzera del montante.

PIANO PRIMO CORPO EST	h	t	S _a	q _a	W	Nmuro	Ncartongesso	N tot	F _a	p _a	σ _n	h/t	p _{critica}
	[m]	[m]							[kN/m]	[kPa]	[kPa]		[kPa]
TRAMEZZATURA SP. 12 cm	5.2	0.15	0.3046	2	7.02	7.02	0.00	7.02	0.75	0.80	0.154	34.67	0.156
TRAMEZZATURA SP. 8 cm	5.2	0.11	0.3046	2	5.15	5.15	0.00	5.15	0.55	0.43	0.083	47.27	0.084
TRAMEZZATURA SP. 12 cm + rifodera	5.2	0.15	0.3046	2	7.02	7.02	1.30	3.06	0.25	0.47			
TRAMEZZATURA SP. 8 cm + rifodera	5.2	0.11	0.3046	2	5.15	5.15	1.30	3.62	0.45	0.55			
TRAMEZZATURA SP. 12 cm + 2 rifodere	5.2	0.15	0.3046	2	7.02	7.02	2.60	4.36	0.25	0.66			
TRAMEZZATURA SP. 8 cm + 2 rifodere	5.2	0.11	0.3046	2	5.15	5.15	2.60	4.92	0.45	0.75			
TRAMEZZATURA DOPPIA SP. 12+12 cm + 2 rifodere	5.2	0.24	0.3046	2	11.23	11.23	2.60	5.41	0.25	0.82			
parete con Visiva	3.1	0.08	0.3046	2	5.29	2.50	2.79	5.29		0.81			

Il passo dei montanti, sia con rifodera singola che doppia dovrà essere inferiore o uguale a 30 cm.

La rifodera doppia dovrà essere installata con i montanti disposti in modo simmetrico rispetto alla parete stessa e prevedendo collegamenti mediante bulloni a passo verticale massimo di 1.0 m su tutti i montanti.

La rifodera singola ha la necessità di prevedere, in corrispondenza di ciascun montante, la rimozione dell'intonaco sulla facciata della parete opposta alla rifodera e l'installazione di un piatto metallico 60x4 mm collegato ai nuovi montanti con bulloni M12 a passo verticale massimo di 1.0 m.

9.2.1 Rifodera singola

Le immagini che seguono riportano i modelli di calcolo dei profili della rifodera singola in cartongesso.

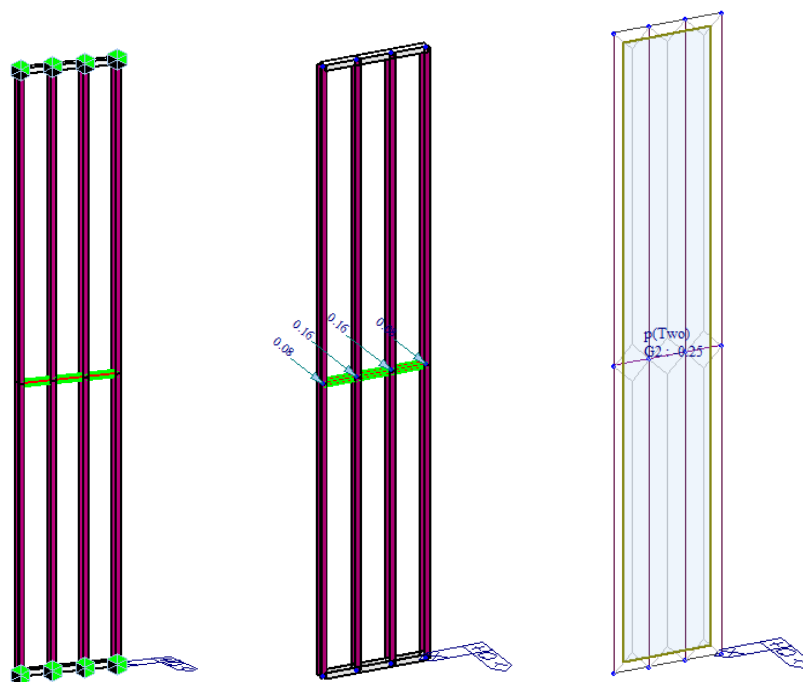


Figura 13 Rifodera singola (da sinistra vincoli, forze sismiche orizzontali e peso proprio rifodera).

L'immagine precedente riporta 4 montanti ad interasse 0.30 m alti 5.20 m. I profili dei montanti sono C 75x50x0.8 mm, anche i profili di base e di sommità sono C 75x50x0.8 mm mentre il traverso intermedio è un profilo C 50x50x0.6 mm.

La parete è incernierata alla base ed in sommità.

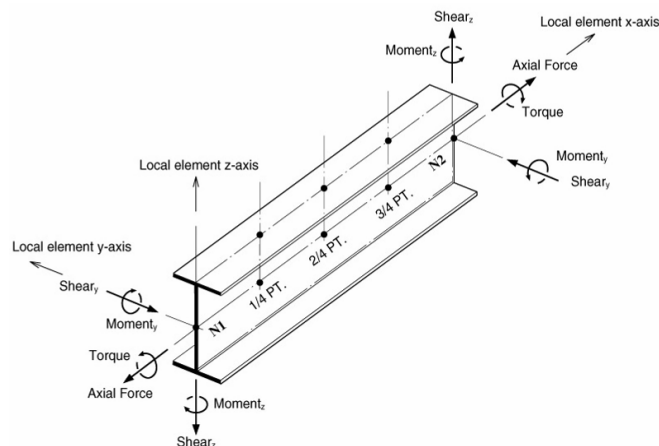
Oltre alle forze orizzontali è applicato anche il peso proprio delle lastre che vale 0.25 kN/mq.

$$F_{a, \text{montante}} = 0.55 \cdot 0.30 = 0.16 \text{ kN}$$

Le verifiche di resistenza delle strutture di acciaio sono condotte in accordo con l'Eurocodice 3 del 2006 come consentito dal DM 17.01.2018. Vengono modificati, rispetto all'EC3 i coefficienti di sicurezza per la resistenza e la stabilità e sono assunti $\gamma_{M0}=1.05$, $\gamma_{M1}=1.05$, $\gamma_{M2}=1.25$ (mentre l'EC3 prevede rispettivamente 1.0, 1.0, 1.25).

Le verifiche sono condotte con il codice di calcolo Midas, previa la definizione del materiale, dei coefficienti di sicurezza, delle lunghezze libere di inflessione di tutti i "member", dei limiti di snellezza. Il codice di calcolo determina per le combinazioni di carico richieste, la classe della sezione ed effettua le verifiche prescritte dalle normative.

Gli assi locali ed i parametri di sollecitazione di ciascuno degli elementi frame sono i seguenti:



J_{yy} , W_{yy} sono rispettivamente il momento d'inerzia e il modulo di resistenza da utilizzare con il momento M_y ;

J_{zz} , W_{zz} sono rispettivamente il momento d'inerzia e il modulo di resistenza da utilizzare con il momento M_z ;

r_y è il raggio d'inerzia per la verifica all'instabilità in direzione y-y

r_z è il raggio d'inerzia per la verifica all'instabilità in direzione z-z

Si riporta la tabella delle combinazioni di carico adottate per le verifiche.

Load Combinations							
General Steel Design Concrete Design SRC Design Cold Formed Steel Design Footing Design							
Load Combination List							
No	Name	Active	Type	G1(ST)	G2(ST)	Fa(ST)	
1	SLU 1	Strength/Stress	Add	1.3000	1.3000		
2	SLV 1	Strength/Stress	Add	1.0000	1.0000	1.0000	
3	RARA 1	Serviceability	Add	1.0000	1.0000		

Le immagini che seguono riportano l'identificazione del numero degli elementi e del numero dei "member" che rappresentano le travi o colonne intere, sono infatti elementi composti da più "frame" che vengono verificati assieme al fine di considerare le corrette lunghezze libere di inflessione.

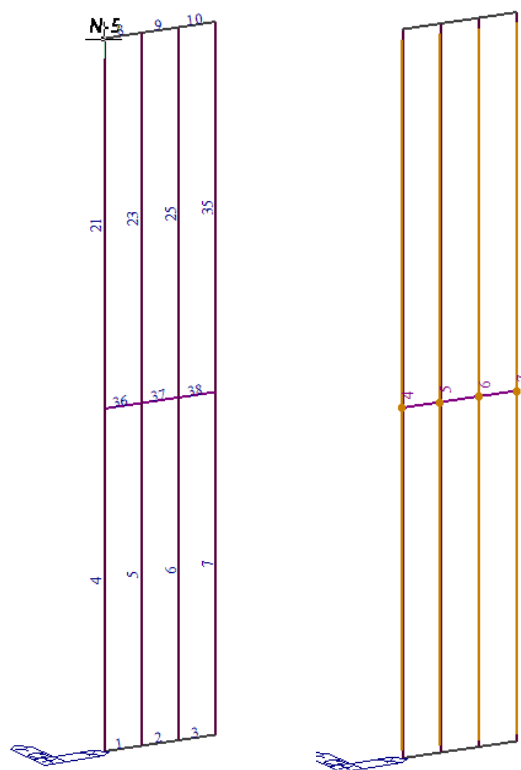


Figura 14 Modello FEM numerazione elementi "frame" e "member"

Eurocode3-1-3:06 Code Checking Result Dialog

Code : Eurocode3-1-3:06 Unit : kN , m Primary Sorting Option Section Channel

Sorted by ☐ Member ☒ Property

CH K	MEMB COM	SECT SHR	SE L	Section		LCB	Len Lb	Ly Lz	Ky Kz	N,Ed N,Rd	Mcy,Ed Mcy,Rd	Mczy,Ed Mczy,Rd	V,Ed V,Rd	N,Ed Nb,Rd	M,Ed Mb,Rd	R,comp +bend
				Material	Fy											
OK	6	1	☐	C50x75x0.8		2	5.20000	5.20000	1.000	-0.1832	-0.1969	0.00245	0.08308	-0.1832	0.19888	0.979
	0.979	0.009		S280 GD	280000		2.15000	2.15000	1.000	22.0167	0.27412	0.12832	9.13907	5.04468	0.22407	
OK	8	2	☐	C50x75x0.8		1	0.30000	0.30000	1.000	0.00000	0.00000	-0.0020	0.01282	0.00000	0.00204	0.024
	0.146	0.002		S280 GD	280000		0.30000	0.30000	1.000	16.2495	0.21912	0.01393	6.48402	15.2675	0.22119	
OK	38	3	☐	C50x50x0.6		1	0.30000	0.30000	1.000	0.00045	0.00073	0.00000	0.00731	0.00045	0.00073	0.008
	0.008	0.002		S280 GD	280000		0.30000	0.30000	1.000	24.5440	0.28675	0.15372	3.64726	16.3022	0.28567	

Unità di misura kN, m.

CHK: visualizza la verifica di resistenza dei member (o element)

MEMB: Member (o Element) number

SECT: numero della tipologia di sezione

COM: rapporto di verifica combinato M-N



SHR: rapporto di verifica per taglio

Len: lunghezza dei member (o element)

Ly, Lz: lunghezza libera di inflessione attorno, rispettivamente, agli assi locali y e z

Lb: lunghezza libera laterale per flange sottoposte a compressione

Ky, Kz: fattori di amplificazione della lunghezza effettiva per instabilità rispettivamente attorno all'asse forte e debole

BM_y, BM_z: fattori di momento equivalente uniforme

N_{Ed}: forza assiale applicata

N_{Rd}: resistenza assiale di progetto

M_{bEd}: momento torcente applicato

M_{bRd}: momento torcente resistente

M_{yEd}: momento flettente applicato attorno all'asse forte y

M_{yRd}: momento resistente attorno all'asse forte y

M_{zEd}: momento flettente applicato attorno all'asse debole z

M_{zRd}: momento resistente attorno all'asse debole z

La verifica di dettaglio dei montanti C 75x50x0.8 mm riporta:

Nome file: E.S.G.REL - Relazione tecnica opere strutturali_rev01.doc	Pagina 28 di 56	Elaborato: E.S.G.REL	Revisione: 00
--	-----------------	----------------------	---------------



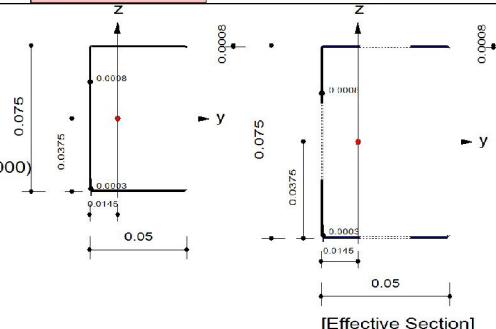
midas Gen

Steel Checking Result

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Filippo voltan	File Name	E:\...957_rifodera_parete.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3-1-3:06
Unit System : kN, m
Member No : 6
Material : S280 GD (No:1)
($F_y = 280000$, $E_s = 210000000$)
Section Name : C50x75x0.8 (No:1)
(Built-up Section).
Member Length : 5.20000



2. Member Forces

Axial Force $F_{xx} = -0.1832$ (LCB: 2, POS:1/2)
Bending Moments $M_y = -0.2000$, $M_z = 0.00007$
End Moments $M_{yi} = -0.2077$, $M_{yj} = 0.00004$ (for Lb)
 $M_{zi} = 0.00004$, $M_{zj} = 0.00004$ (for Ly)
 $M_{zi} = 0.00009$, $M_{zj} = -0.0003$ (for Lz)
Shear Forces $F_{yy} = 0.00018$ (LCB: 1, POS:1/2)
 $F_{zz} = 0.08308$ (LCB: 2, POS:1/4)

Depth	0.07500	Thickness	0.00080
Width	0.05000	Rounding	0.00030
Lip Depth	0.00080		
Area	0.00014	Asz	0.00006
Qyb	0.00251	Qzb	0.00053
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.01451	Zbar	0.03750
Syy	0.00000	Szz	0.00000
ry	0.03132	rz	0.01627

3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 5.20000$, $L_z = 2.15000$, $L_b = 2.15000$
Effective Length Factors $K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Moment Factor / Bending Coefficient $C_{my} = 0.00$, $C_{mz} = 0.00$, $C_{mLT} = 0.00$

4. Checking Results

Axial Resistance

$N_{Ed}/N_{C,Rd} = 0.1832/22.0167 = 0.008 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Cy,Ed} / M_{Cy,Rd,comp} = 0.19886/0.56987 = 0.349 < 1.000$ O.K

$M_{Cy,Ed} / M_{Cy,Rd,tens} = 0.19886/0.27412 = 0.725 < 1.000$ O.K

$M_{Cz,Ed} / M_{Cz,Rd,comp} = 0.00245/0.64233 = 0.004 < 1.000$ O.K

$M_{Cz,Ed} / M_{Cz,Rd,tens} = 0.00245/0.12832 = 0.019 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Ed}/V_{Rd} = 0.08308/9.13907 = 0.009 < 1.000$ O.K

Combined Ratio

$R_{T+M} = -N_{Ed}/N_{t,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,Rd,tens} + M_{z,Ed}/M_{z,Rd,tens} = 0.047 < 1.000$ O.K

$R_{C+M} = -N_{Ed}/N_{c,Rd} + (M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed})/M_{y,Rd,comp}$

$+ (M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed})/M_{z,Rd,comp} = 0.361 < 1.000$ O.K

$R_{V+N+M} = -N_{Ed}/N_{t,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,Rd} + (1 - M_{f,Rd}/M_{pl,Rd})((2V_{Ed}/V_{w,Rd}) - 1)^2 = 0.000 < 1.000$.. O.K

Buckling Resistance (Compression)

$N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.18316/5.04468 = 0.036 < 1.000$ O.K

Buckling Resistance (Bending)

$M_{Ed}/M_{b,Rd} = 0.19888/0.22407 = 0.888 < 1.000$ O.K

Buckling Resistance (Compression+Bending)

$R_{(comp+bend)} = [N_{Ed}/N_{b,Rd}]^{0.8} + [M_{Ed}/M_{b,Rd}]^{0.8} = 0.979 < 1.000$ O.K

9.2.2 Rifodera doppia

Le immagini che seguono riportano i modelli di calcolo dei profili della rifodera singola in cartongesso.

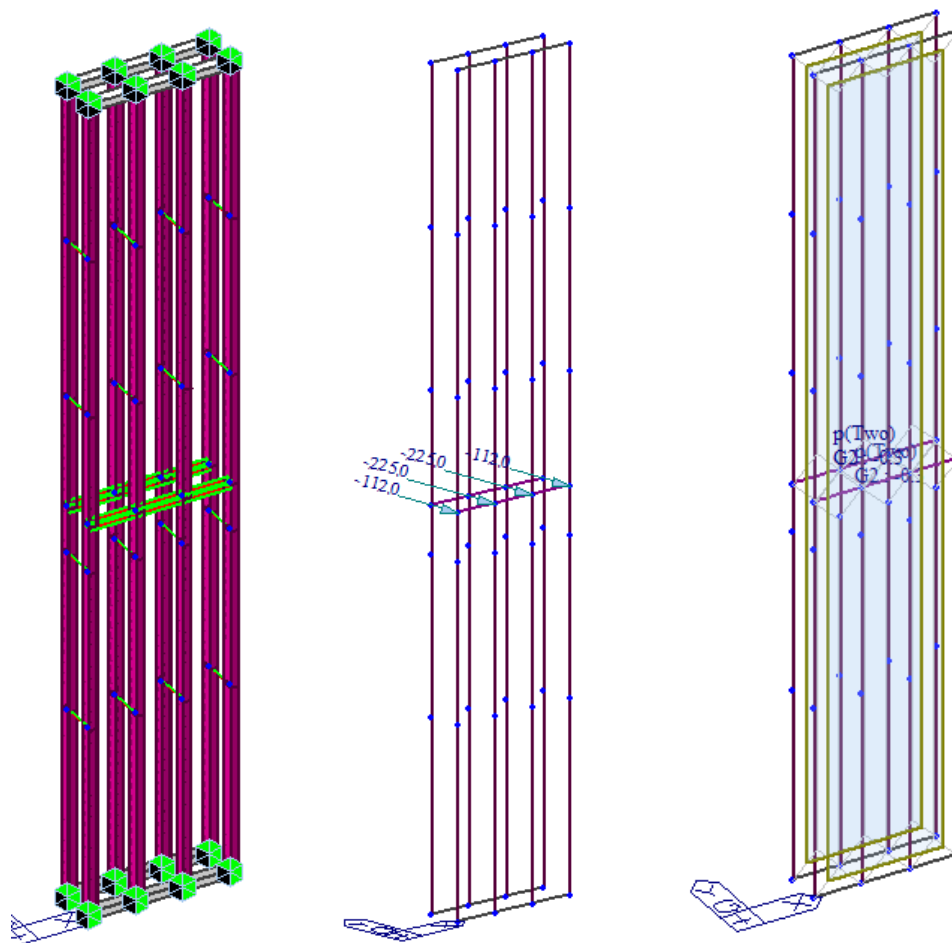


Figura 15 Rifodera singola (da sinistra vincoli, forze sismiche orizzontali e peso proprio rifodera).

L'immagine precedente riporta 4 montanti ad interasse 0.30 m alti 5.20 m. I profili dei montanti sono C 75x50x0.8 mm, anche i profili di base e di sommità sono C 75x50x0.8 mm mentre il traverso intermedio è un profilo C 50x50x0.6 mm.

Le due rifodere sono tra loro collegate con bulloni M 12 passanti ad interasse verticale di circa 1 m.

Le pareti sono incernierate alla base ed in sommità.

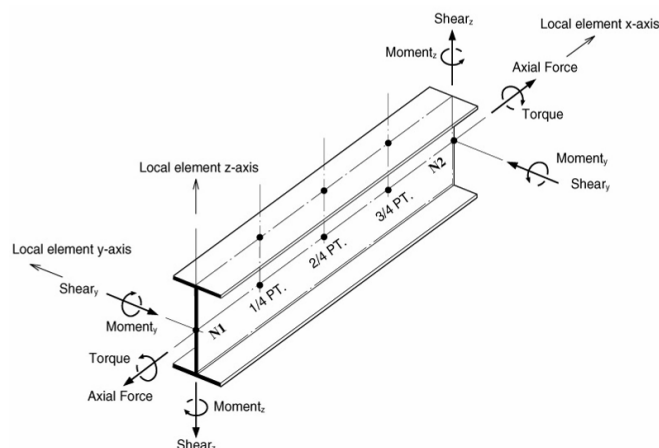
Oltre alle forze orizzontali è applicato anche il peso proprio delle lastre che vale 0.25 kN/mq.

$$F_{a, \text{montante}} = 0.75 \cdot 0.30 = 0.225 \text{ kN}$$

Le verifiche di resistenza delle strutture di acciaio sono condotte in accordo con l'Eurocodice 3 del 2006 come consentito dal DM 17.01.2018. Vengono modificati, rispetto all'EC3 i coefficienti di sicurezza per la resistenza e la stabilità e sono assunti $\gamma_{M0}=1.05$, $\gamma_{M1}=1.05$, $\gamma_{M2}=1.25$ (mentre l'EC3 prevede rispettivamente 1.0, 1.0, 1.25).

Le verifiche sono condotte con il codice di calcolo Midas, previa la definizione del materiale, dei coefficienti di sicurezza, delle lunghezze libere di inflessione di tutti i "member", dei limiti di snellezza. Il codice di calcolo determina per le combinazioni di carico richieste, la classe della sezione ed effettua le verifiche prescritte dalle normative.

Gli assi locali ed i parametri di sollecitazione di ciascuno degli elementi frame sono i seguenti:



J_{yy} , W_{yy} sono rispettivamente il momento d'inerzia e il modulo di resistenza da utilizzare con il momento M_y ;

J_{zz} , W_{zz} sono rispettivamente il momento d'inerzia e il modulo di resistenza da utilizzare con il momento M_z ;

r_y è il raggio d'inerzia per la verifica all'instabilità in direzione y-y

r_z è il raggio d'inerzia per la verifica all'instabilità in direzione z-z

Si riporta la tabella delle combinazioni di carico adottate per le verifiche.

Load Combinations							
General Steel Design Concrete Design SRC Design Cold Formed Steel Design Footing Design							
Load Combination List							
No	Name	Active	Type	G1(ST)	G2(ST)	Fa(ST)	
1	SLU 1	Strength/Stress	Add	1.3000	1.3000		
2	SLV 1	Strength/Stress	Add	1.0000	1.0000	1.0000	
3	RARA 1	Serviceability	Add	1.0000	1.0000		

Le immagini che seguono riportano l'identificazione del numero degli elementi e del numero dei "member" che rappresentano le travi o colonne intere, sono infatti elementi composti da più "frame" che vengono verificati assieme al fine di considerare le corrette lunghezze libere di inflessione.

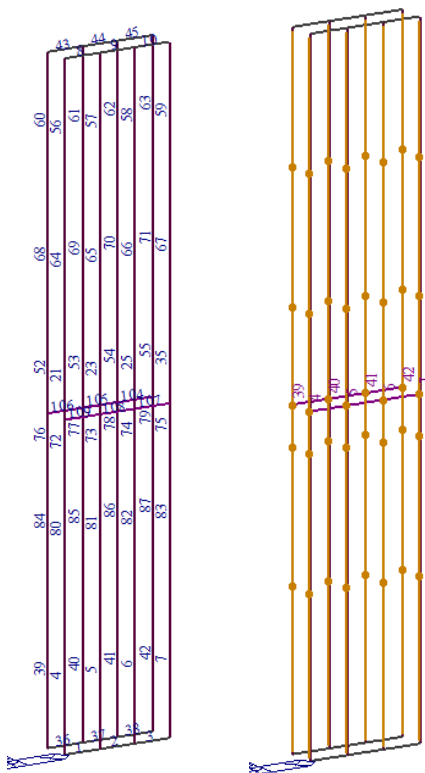


Figura 16 Modello FEM numerazione elementi "frame" e "member"

Eurocode3-1-3:06 Code Checking Result Dialog																
Code : Eurocode3-1-3:06		Unit : N , mm		Primary Sorting Option		Section		Channel								
Sorted by		☐ Member		☐ SECT		☒ MEMB										
CHK	MEMB	SECT	SE	Section		LCB	Len	Ly	Ky	N,Ed	Mcy,Ed	Mcx,Ed	V,Ed	N,Ed	M,Ed	R,comp
	COM	SHR		Material	Fy		Lb	Lz	Kz	N,Rd	Mcy,Rd	Mcx,Rd	V,Rd	Nb,Rd	Mb,Rd	+bend
OK	5	1	☐	C50x75x0.8		2	5200.00	5200.00	1.000	-185.54	154377	-2216.7	84.6655	-185.54	154393	0.759
	0.759	0.009		S280 GD	280.000		2150.00	2150.00	1.000	23119.4	302690	129011	9139.07	5169.55	245934	
OK	8	2	☐	C50x75x0.8		1	300.000	300.000	1.000	0.00000	0.00000	-2035.8	12.8168	0.00000	2035.81	0.024
	0.146	0.002		S280 GD	280.000		300.000	300.000	1.000	16249.5	219121	13931.1	6484.02	15267.5	221194	
OK	109	3	☐	C50x50x0.6		1	300.000	300.000	1.000	0.44592	731.250	0.00000	7.31250	0.44592	731.250	0.008
	0.008	0.002		S280 GD	280.000		300.000	300.000	1.000	24544.0	286750	153717	3647.26	16302.2	285671	

Unità di misura kN, m.

CHK: visualizza la verifica di resistenza dei member (o element)



MEMB: Member (o Element) number

SECT: numero della tipologia di sezione

COM: rapporto di verifica combinato M-N

SHR: rapporto di verifica per taglio

Len: lunghezza dei member (o element)

Ly, Lz: lunghezza libera di inflessione attorno, rispettivamente, agli assi locali y e z

Lb: lunghezza libera laterale per flange sottoposte a compressione

Ky, Kz: fattori di amplificazione della lunghezza effettiva per instabilità rispettivamente attorno all'asse forte e debole

BMY, BMZ: fattori di momento equivalente uniforme

N_Ed: forza assiale applicata

N_Rd: resistenza assiale di progetto

MbEd: momento torcente applicato

Mb_Rd: momento torcente resistente

MyEd: momento flettente applicato attorno all'asse forte y

My_Rd: momento resistente attorno all'asse forte y

MzEd: momento flettente applicato attorno all'asse debole z

Mz_Rd: momento resistente attorno all'asse debole z

La verifica di dettaglio dei montanti C 75x50x0.8 mm riporta:

Nome file: E.S.G.REL - Relazione tecnica opere strutturali_rev01.doc	Pagina 33 di 56	Elaborato: E.S.G.REL	Revisione: 00
--	-----------------	----------------------	---------------



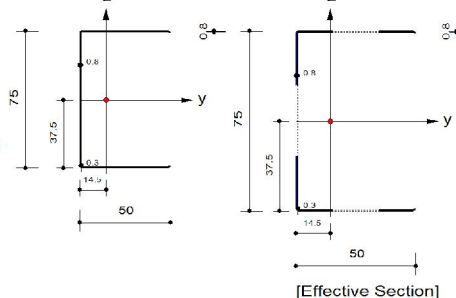
midas Gen

Steel Checking Result

Company		Project Title	
Author	Filippo voltan	File Name	E:\...7_doppia_rifodera_parete.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3-1-3:06
Unit System : N, mm
Member No : 5
Material : S280 GD (No:1)
($F_y = 280.000$, $E_s = 210000$)
Section Name : C50x75x0.8 (No:1)
(Built-up Section).
Member Length : 5200.00



2. Member Forces

Axial Force $F_{xx} = -185.54$ (LCB: 2, POS:1/2)
Bending Moments $M_y = 153193$, $M_z = -71.322$
End Moments $M_{yi} = 161660$, $M_{yj} = -26.235$ (for Lb)
 $M_{yi} = 119560$, $M_{yj} = 102394$ (for Ly)
 $M_{zi} = -85.030$, $M_{zj} = 285.099$ (for Lz)
Shear Forces $F_{yy} = -0.1782$ (LCB: 1, POS:J)
 $F_{zz} = 84.6655$ (LCB: 2, POS:1/2)

Depth	75.0000	Thickness	0.80000
Width	50.0000	Rounding	0.30000
Lip Depth	0.80000		
Area	137.759	Asz	59.5993
Qyb	2505.92	Qzb	528.996
Iyy	135130	Izz	36458.0
Ybar	14.5142	Zbar	37.5000
Syy	3603.46	Szz	1027.40
ry	31.3196	rz	16.2681

3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 5200.00$, $L_z = 2150.00$, $L_b = 2150.00$
Effective Length Factors $K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Moment Factor / Bending Coefficient $C_{my} = 0.00$, $C_{mz} = 0.00$, $C_{mLT} = 0.00$

4. Checking Results

Axial Resistance

$N_{Ed}/N_{C,Rd} = 185.5/23119.4 = 0.008 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{y,Ed} / M_{y,Rd,comp} = 154377 / 576795 = 0.268 < 1.000$ O.K

$M_{y,Ed} / M_{y,Rd,tens} = 154377 / 302690 = 0.510 < 1.000$ O.K

$M_{z,Ed} / M_{z,Rd,comp} = 2217 / 129011 = 0.017 < 1.000$ O.K

$M_{z,Ed} / M_{z,Rd,tens} = 2217 / 683907 = 0.003 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Ed}/V_{Rd} = 84.67/9139.07 = 0.009 < 1.000$ O.K

Combined Ratio

$R_{T+M} = -N_{Ed}/N_{t,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,Rd,tens} + M_{z,Ed}/M_{z,Rd,tens} = 0.015 < 1.000$ O.K

$R_{C+M} = -N_{Ed}/N_{c,Rd} + (M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed})/M_{y,Rd,comp}$

$+ (M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed})/M_{z,Rd,comp} = 0.293 < 1.000$ O.K

$R_{V+N+M} = -N_{Ed}/N_{Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,Rd} + (1 - M_{f,Rd}/M_{pl,Rd})((2V_{Ed}/V_{w,Rd}) - 1)^2 = 0.000 < 1.000$... O.K

Buckling Resistance (Compression)

$N_{Ed}/N_{b,Rd} = 185.54/5169.55 = 0.036 < 1.000$ O.K

Buckling Resistance (Bending)

$M_{Ed}/M_{b,Rd} = 154393 / 245934 = 0.628 < 1.000$ O.K

Buckling Resistance (Compression+Bending)

$R_{(comp+bend)} = [N_{Ed}/N_{b,Rd}]^{0.8} + [M_{Ed}/M_{b,Rd}]^{0.8} = 0.759 < 1.000$ O.K

Le sollecitazioni nei bulloni sono solo di trazione e il valore massimo vale 0.1 kN.

Nome file: E.S.G.REL - Relazione tecnica opere strutturali_rev01.doc	Pagina 34 di 56	Elaborato: E.S.G.REL	Revisione: 00
--	-----------------	----------------------	---------------

9.2.3 Rifodera doppia su doppia parete con intercapedine

Le immagini che seguono riportano i modelli di calcolo dei profili della rifodera singola in cartongesso.

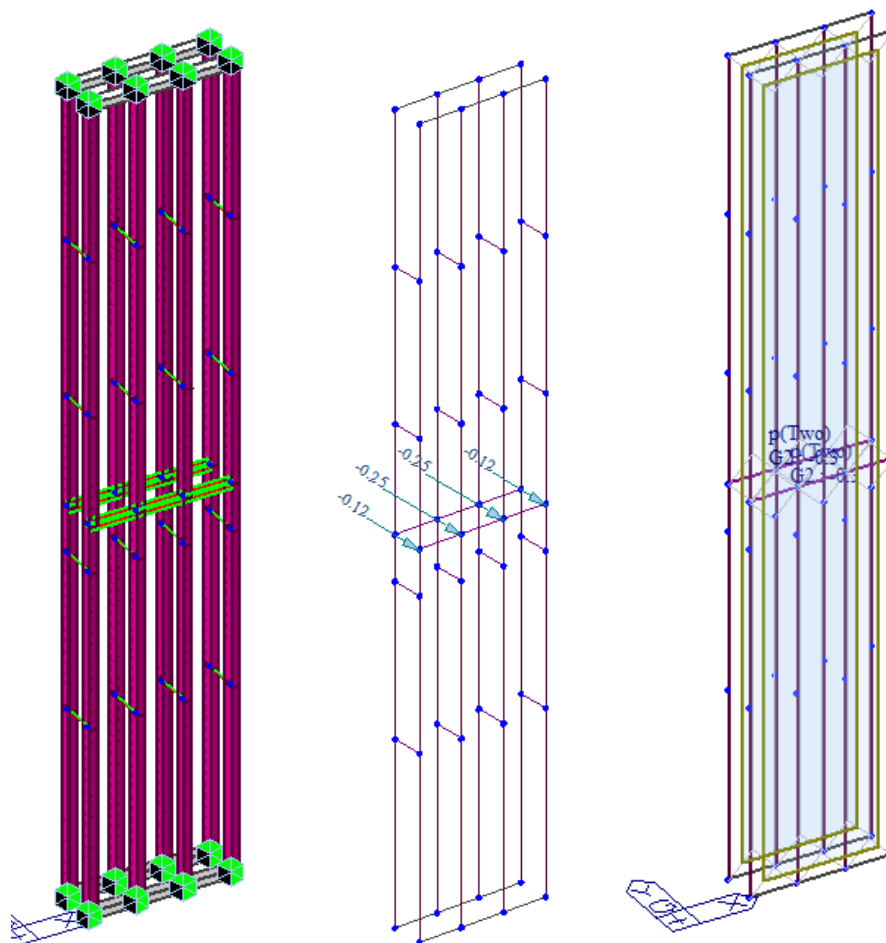


Figura 9-17 Rifodera singola (da sinistra vincoli, forze sismiche orizzontali e peso proprio rifodera).

L'immagine precedente riporta 4 montanti ad interasse 0.30 m alti 5.20 m. I profili dei montanti sono C 75x50x0.8 mm, anche i profili di base e di sommità sono C 75x50x0.8 mm mentre il traverso intermedio è un profilo C 50x50x0.6 mm.

Le due rifodere sono tra loro collegate con bulloni M 12 passanti ad interasse verticale di circa 1 m.

Le pareti sono incernierate alla base ed in sommità.

Oltre alle forze orizzontali è applicato anche il peso proprio delle lastre che vale 0.25 kN/mq.

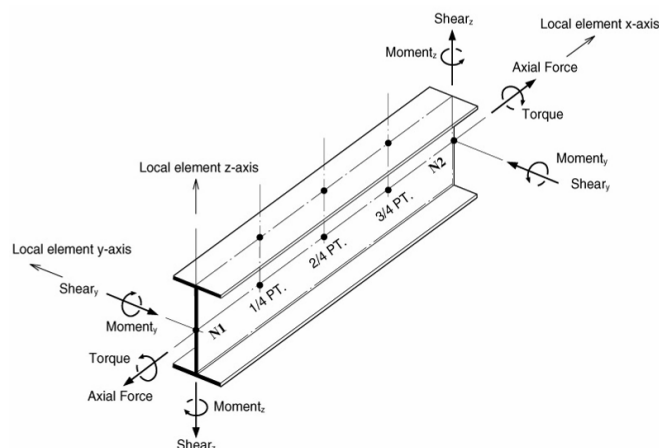
$$F_{a, \text{montante}} = 0.82 \cdot 0.30 = 0.25 \text{ kN}$$



Le verifiche di resistenza delle strutture di acciaio sono condotte in accordo con l'Eurocodice 3 del 2006 come consentito dal DM 17.01.2018. Vengono modificati, rispetto all'EC3 i coefficienti di sicurezza per la resistenza e la stabilità e sono assunti $\gamma_{M0}=1.05$, $\gamma_{M1}=1.05$, $\gamma_{M2}=1.25$ (mentre l'EC3 prevede rispettivamente 1.0, 1.0, 1.25).

Le verifiche sono condotte con il codice di calcolo Midas, previa la definizione del materiale, dei coefficienti di sicurezza, delle lunghezze libere di inflessione di tutti i "member", dei limiti di snellezza. Il codice di calcolo determina per le combinazioni di carico richieste, la classe della sezione ed effettua le verifiche prescritte dalle normative.

Gli assi locali ed i parametri di sollecitazione di ciascuno degli elementi frame sono i seguenti:



J_{yy} , W_{yy} sono rispettivamente il momento d'inerzia e il modulo di resistenza da utilizzare con il momento M_y ;

J_{zz} , W_{zz} sono rispettivamente il momento d'inerzia e il modulo di resistenza da utilizzare con il momento M_z ;

r_y è il raggio d'inerzia per la verifica all'instabilità in direzione y-y

r_z è il raggio d'inerzia per la verifica all'instabilità in direzione z-z

Si riporta la tabella delle combinazioni di carico adottate per le verifiche.

Load Combinations							
General Steel Design Concrete Design SRC Design Cold Formed Steel Design Footing Design							
Load Combination List							
No	Name	Active	Type	G1(ST)	G2(ST)	Fa(ST)	
1	SLU 1	Strength/Stress	Add	1.3000	1.3000		
2	SLV 1	Strength/Stress	Add	1.0000	1.0000	1.0000	
3	RARA 1	Serviceability	Add	1.0000	1.0000		



Le immagini che seguono riportano l'identificazione del numero degli elementi e del numero dei "member" che rappresentano le travi o colonne intere, sono infatti elementi composti da più "frame" che vengono verificati assieme al fine di considerare le corrette lunghezze libere di inflessione.

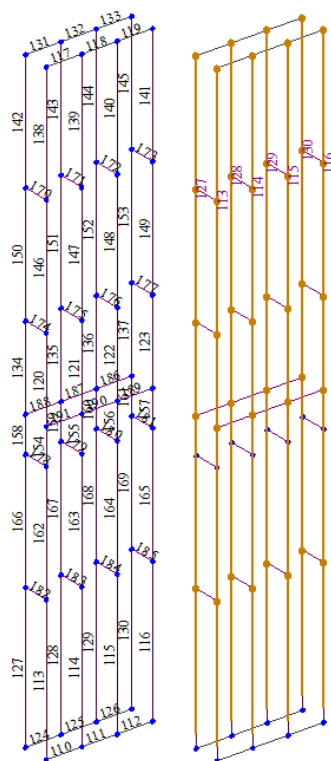


Figura 9-18 Modello FEM numerazione elementi "frame" e "member"

Eurocode3-1-3:06 Code Checking Result Dialog

Code : Eurocode3-1-3:06

Unit : kN , m

Primary Sorting Option

Section

Channel

Sorted by

Member

MEMB

CH K

MEMB

SECT

SEL

Section

LCB

Len

Ly

Ky

N,Ed

Mcy,Ed

Mcz,Ed

V,Ed

N,Ed

M,Ed

R,comp

Def

COM

SHR

Material

Fy

Lb

Lz

Kz

N,Rd

Mcy,Rd

Mcz,Rd

V,Rd

Nb,Rd

Mb,Rd

+bend

Defa

OK

115

1

C50x75x0.8

2

5.20000

5.20000

1.000

-0.1855

0.17263

0.00118

0.15593

-0.1855

0.17263

0.834

0.00000

0.834

0.024

S280 GD

280000

2.15000

2.15000

1.000

38.3573

0.27425

0.12839

6.48402

5.04591

0.24225

0.02080

OK

133

2

C50x75x0.8

1

0.30000

0.30000

1.000

0.00000

0.00000

0.00071

0.01282

0.00000

0.00071

0.00000

0.010

0.00000

0.051

0.001

S280 GD

280000

0.30000

0.30000

1.000

0.00000

0.21912

0.01393

12.1197

15.2675

0.22119

0.00120

OK

191

3

C50x50x0.6

1

0.30000

0.30000

1.000

0.00045

0.00073

0.00000

0.00731

0.00000

0.00073

0.00000

0.008

0.00000

0.008

0.002

S280 GD

280000

0.30000

0.30000

1.000

0.00000

0.28675

0.15372

3.64726

16.3022

0.28567

0.00120

Unità di misura kN, m.

CHK: visualizza la verifica di resistenza dei member (o element)

MEMB: Member (o Element) number



SECT: numero della tipologia di sezione

COM: rapporto di verifica combinato M-N

SHR: rapporto di verifica per taglio

Len: lunghezza dei member (o element)

Ly, Lz: lunghezza libera di inflessione attorno, rispettivamente, agli assi locali y e z

Lb: lunghezza libera laterale per flange sottoposte a compressione

Ky, Kz: fattori di amplificazione della lunghezza effettiva per instabilità rispettivamente attorno all'asse forte e debole

BM_y, BM_z: fattori di momento equivalente uniforme

N_{Ed}: forza assiale applicata

N_{Rd}: resistenza assiale di progetto

M_{bEd}: momento torcente applicato

M_{bRd}: momento torcente resistente

M_{yEd}: momento flettente applicato attorno all'asse forte y

M_{yRd}: momento resistente attorno all'asse forte y

M_{zEd}: momento flettente applicato attorno all'asse debole z

M_{zRd}: momento resistente attorno all'asse debole z

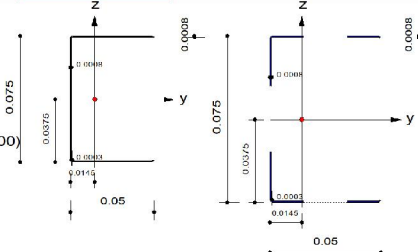
La verifica di dettaglio dei montanti C 75x50x0.8 mm riporta:

Nome file: E.S.G.REL - Relazione tecnica opere strutturali_rev01.doc	Pagina 38 di 56	Elaborato: E.S.G.REL	Revisione: 00
--	-----------------	----------------------	---------------



midas Gen

Steel Checking Result

		Company	Project Title																																					
Author		Filippo voltan	File Name	E:\...oppia_rifodera_parete_01.mgb																																				
1. Design Information																																								
Design Code	Eurocode3-1-3:06																																							
Unit System	kN, m																																							
Member No	115																																							
Material	S280 GD (No:1) (Fy = 280000, Es = 2100000000)																																							
Section Name	C50x75x0.8 (No:1) (Built-up Section).																																							
Member Length	: 5.20000																																							
																																								
		[Effective Section]																																						
2. Member Forces																																								
Axial Force	Fxx = -0.1855 (LCB: 2, POS:1/4)																																							
Bending Moments	My = 0.17021, Mz = 0.00007																																							
End Moments	Myi = 0.17962, Myj = 0.13284 (for Lb) Myi = -0.0000, Myj = 0.11377 (for Ly) Mzi = 0.00009, Mzj = 0.00007 (for Lz)																																							
Shear Forces	Fyy = 0.00018 (LCB: 1, POS:1/2) Fzz = -0.1559 (LCB: 2, POS:3/4)																																							
		<table><tr><td>Depth</td><td>0.07500</td><td>Thickness</td><td>0.00080</td></tr><tr><td>Width</td><td>0.05000</td><td>Rounding</td><td>0.00030</td></tr><tr><td>Lip Depth</td><td>0.00080</td><td></td><td></td></tr><tr><td>Area</td><td>0.00014</td><td>Asz</td><td>0.00006</td></tr><tr><td>Qyb</td><td>0.00251</td><td>Qzb</td><td>0.00053</td></tr><tr><td>Iyy</td><td>0.00000</td><td>Izz</td><td>0.00000</td></tr><tr><td>Ybar</td><td>0.01451</td><td>Zbar</td><td>0.03750</td></tr><tr><td>Syy</td><td>0.00000</td><td>Szz</td><td>0.00000</td></tr><tr><td>ry</td><td>0.03132</td><td>rz</td><td>0.01627</td></tr></table>			Depth	0.07500	Thickness	0.00080	Width	0.05000	Rounding	0.00030	Lip Depth	0.00080			Area	0.00014	Asz	0.00006	Qyb	0.00251	Qzb	0.00053	Iyy	0.00000	Izz	0.00000	Ybar	0.01451	Zbar	0.03750	Syy	0.00000	Szz	0.00000	ry	0.03132	rz	0.01627
Depth	0.07500	Thickness	0.00080																																					
Width	0.05000	Rounding	0.00030																																					
Lip Depth	0.00080																																							
Area	0.00014	Asz	0.00006																																					
Qyb	0.00251	Qzb	0.00053																																					
Iyy	0.00000	Izz	0.00000																																					
Ybar	0.01451	Zbar	0.03750																																					
Syy	0.00000	Szz	0.00000																																					
ry	0.03132	rz	0.01627																																					

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 5.20000, Lz = 2.15000, Lb = 2.15000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient Cmy = 0.00, Cmz = 0.00, CmLT = 0.00

4. Checking Results

Axial Resistance
 $N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.1855/38.3573 = 0.005 < 1.000$ O.K

Bending Resistance
 $M_{c,y,Ed} / M_{c,y,Rd,comp} = 0.17263/0.27425 = 0.629 < 1.000$ O.K
 $M_{c,y,Ed} / M_{c,y,Rd,tens} = 0.17263/0.57000 = 0.303 < 1.000$ O.K
 $M_{c,z,Ed} / M_{c,z,Rd,comp} = 0.00118/0.64244 = 0.002 < 1.000$ O.K
 $M_{c,z,Ed} / M_{c,z,Rd,tens} = 0.00118/0.12839 = 0.009 < 1.000$ O.K

Shear Resistance
 $V_{Ed}/V_{Rd} = 0.15593/6.48402 = 0.024 < 1.000$ O.K

Combined Ratio
 $R_{T+M} = -N_{Ed}/N_{t,Rd} + M_{y,Ed}/M_{c,y,Rd,tens} + M_{z,Ed}/M_{c,z,Rd,tens} = 0.320 < 1.000$ O.K
 $R_{C+M} = -N_{Ed}/N_{c,Rd} + (M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed})/M_{c,y,Rd,comp} + (M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed})/M_{c,z,Rd,comp} = 0.640 < 1.000$ O.K
 $R_{V+N+M} = -N_{Ed}/N_{t,Rd} + M_{y,Ed}/M_{c,y,Rd,tens} + (1-M_{f,Rd}/M_{pl,Rd})((2V_{Ed}/V_{w,Rd})-1)^2 = 0.000 < 1.000$.. O.K

Buckling Resistance (Compression)
 $N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.18554/5.04591 = 0.037 < 1.000$ O.K

Buckling Resistance (Bending)
 $M_{Ed}/M_{b,Rd} = 0.17263/0.24225 = 0.713 < 1.000$ O.K

Buckling Resistance (Compression+Bending)
 $R_{(comp+bend)} = [N_{Ed}/N_{b,Rd}]^{0.8} + [M_{Ed}/M_{b,Rd}]^{0.8} = 0.834 < 1.000$ O.K

Le sollecitazioni nei bulloni sono solo di trazione e il valore massimo vale 0.1 kN.

9.3 VERIFICA NUOVA PARETE CON VISIVA

La nuova parete in cartongesso con visiva ha una dimensione netta della vetrata di 160cm x 110cm. Il peso del serramento della visiva è di 125kg/m².

I montanti e i traversi a sostegno della visiva sono in profili tubolari quadrati 80x80x3.

Il nodo di collegamento al solaio superiore avviene tramite un nodo del tipo incamiciato con 2 bulloni M12 che collegano i profili 80x80x3 a due profili pressopiegati a C 37x73x3 saldati ad un piatto di base di dimensione 193x80x8 e ancorati al solaio tramite 2 tasselli meccanici M12 tipo Faz II 12/10.

Il nodo di collegamento al solaio inferiore avviene tramite 2 tasselli meccanici M12 tipo Faz II 12/10 che collegano il piatto di base di dimensione 193x80x8 saldato al montante 80x80x3.

Il collegamento dei due montanti 80x80x3 ai due traversi 80x80x3 avviene tramite un L 120x60x8 di lunghezza 80mm saldato ai traversi e unito ai montanti tramite 2 bulloni M10.

Le immagini che seguono riportano i modelli di calcolo della parete con visiva.

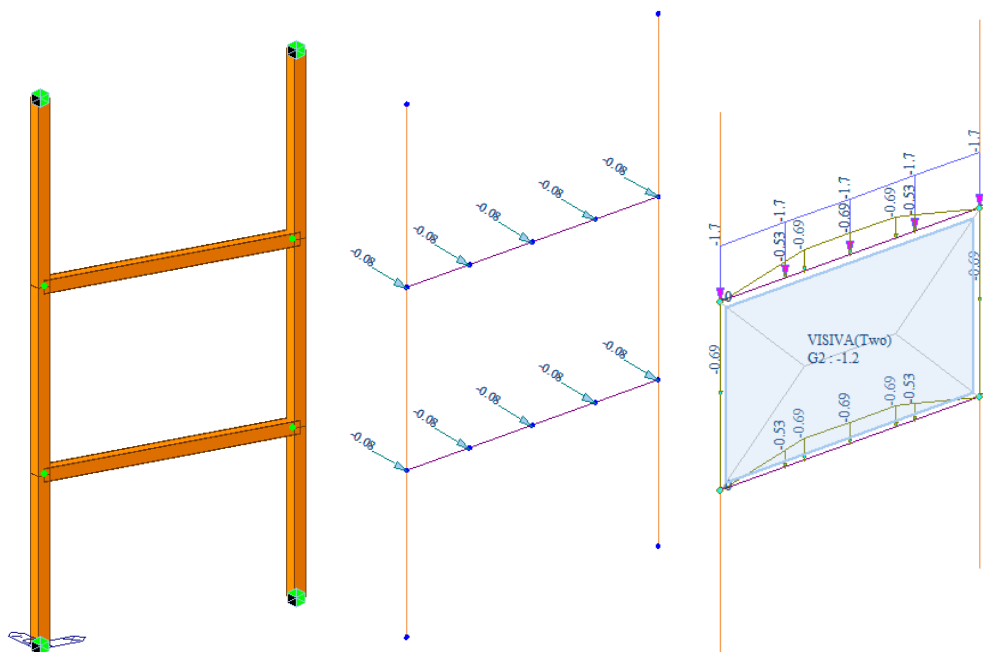


Figura 9-19 Visiva (da sinistra vincoli, forze sismiche orizzontali e peso proprio vetrata).

I montanti verticali sono incernierati alla base ed in sommità.

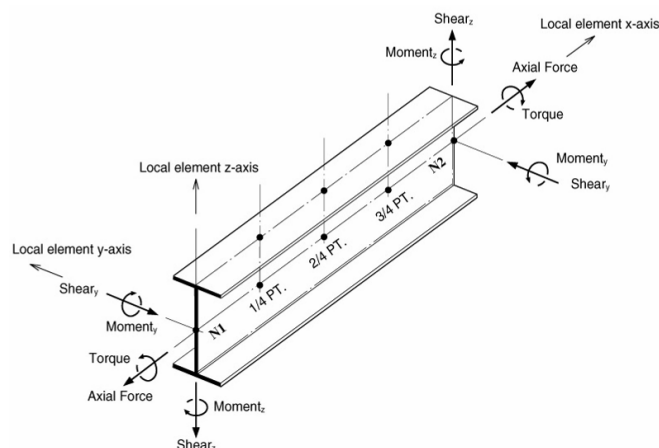
La forza statica equivalente dovuta al sisma riporta:

$$F_a = 0.81/10 = 0.08 \text{ kN}$$

Le verifiche di resistenza delle strutture di acciaio sono condotte in accordo con l'Eurocodice 3 del 2006 come consentito dal DM 17.01.2018. Vengono modificati, rispetto all'EC3 i coefficienti di sicurezza per la resistenza e la stabilità e sono assunti $\gamma_{M0}=1.05$, $\gamma_{M1}=1.05$, $\gamma_{M2}=1.25$ (mentre l'EC3 prevede rispettivamente 1.0, 1.0, 1.25).

Le verifiche sono condotte con il codice di calcolo Midas, previa la definizione del materiale, dei coefficienti di sicurezza, delle lunghezze libere di inflessione di tutti i "member", dei limiti di snellezza. Il codice di calcolo determina per le combinazioni di carico richieste, la classe della sezione ed effettua le verifiche prescritte dalle normative.

Gli assi locali ed i parametri di sollecitazione di ciascuno degli elementi frame sono i seguenti:



J_{yy} , W_{yy} sono rispettivamente il momento d'inerzia e il modulo di resistenza da utilizzare con il momento M_y ;

J_{zz} , W_{zz} sono rispettivamente il momento d'inerzia e il modulo di resistenza da utilizzare con il momento M_z ;

r_y è il raggio d'inerzia per la verifica all'instabilità in direzione y-y

r_z è il raggio d'inerzia per la verifica all'instabilità in direzione z-z

Si riporta la tabella delle combinazioni di carico adottate per le verifiche.

Load Combinations							
General Steel Design Concrete Design SRC Design Cold Formed Steel Design Footing Design							
Load Combination List							
No	Name	Active	Type	G1(ST)	G2(ST)	Fa(ST)	
1	SLU 1	Strength/Stress	Add	1.3000	1.3000		
2	SLV 1	Strength/Stress	Add	1.0000	1.0000	1.0000	
3	RARA 1	Serviceability	Add	1.0000	1.0000		

Le immagini che seguono riportano l'identificazione del numero degli elementi e del numero dei "member" che rappresentano le travi o colonne intere, sono infatti elementi composti da più "frame" che vengono verificati assieme al fine di considerare le corrette lunghezze libere di inflessione.

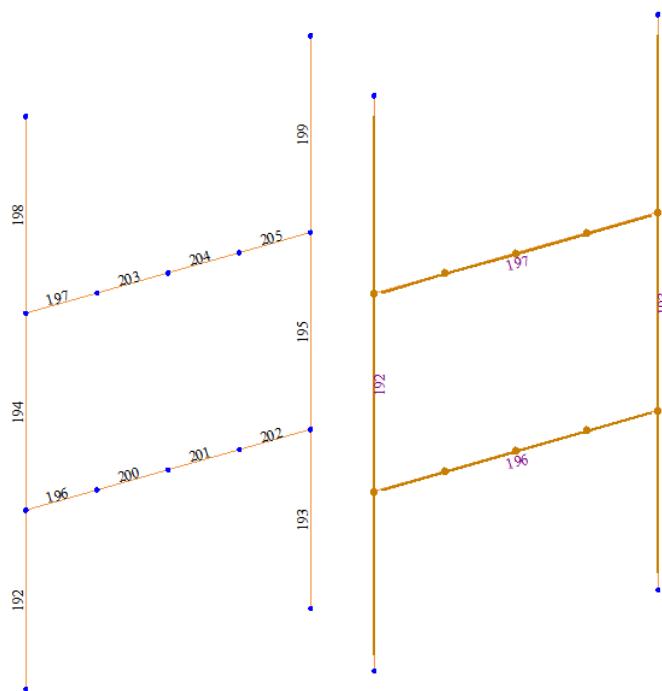


Figura 9-20 Modello FEM numerazione elementi "frame" e "member"

Eurocode3:05 Code Checking Result Dialog

Code : EC3:05

Unit : kN , m

Primary Sorting Option

Sorted by

☐ Member

☒ Property

Change...

Update...

☐ SECT

☒ MEMB

CH	MEMB	SECT	SEL	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
K	COM	SHR		Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	193	5	☐	80x80x3 montanti		2	3.20000	1.10000	1.000	0.850	-0.5009	0.00000	0.00000	-0.2100	0.20625	0.00000	-	0.00000
	0.032	0.003		S275	275000		3.20000	3.20000	1.000	0.850	242.000	0.00000	6.99129	6.99129	72.5812	0.00000	-	0.01067
OK	197	6	☐	80x80x3 traversi		1	1.70000	1.70000	1.000	1.000	0.00000	1.09495	1.09495	0.00000	0.00000	2.43661	-	-0.0013
	0.157	0.034		S275	275000		1.70000	1.70000	1.000	1.000	242.000	0.00000	6.99129	6.99129	0.00000	72.5812	-	0.00680

Unità di misura kN, m.

CHK: visualizza la verifica di resistenza dei member (o element)

MEMB: Member (o Element) number

SECT: numero della tipologia di sezione



COM: rapporto di verifica combinato M-N

SHR: rapporto di verifica per taglio

Len: lunghezza dei member (o element)

Ly, Lz: lunghezza libera di inflessione attorno, rispettivamente, agli assi locali y e z

Lb: lunghezza libera laterale per flange sottoposte a compressione

Ky, Kz: fattori di amplificazione della lunghezza effettiva per instabilità rispettivamente attorno all'asse forte e debole

BM_y, BM_z: fattori di momento equivalente uniforme

N_{Ed}: forza assiale applicata

N_{Rd}: resistenza assiale di progetto

M_{bEd}: momento torcente applicato

M_{bRd}: momento torcente resistente

M_{yEd}: momento flettente applicato attorno all'asse forte y

M_{yRd}: momento resistente attorno all'asse forte y

M_{zEd}: momento flettente applicato attorno all'asse debole z

M_{zRd}: momento resistente attorno all'asse debole z

Nome file: E.S.G.REL - Relazione tecnica opere strutturali_rev01.doc	Pagina 43 di 56	Elaborato: E.S.G.REL	Revisione: 00
--	-----------------	----------------------	---------------



La verifica di dettaglio dei montanti tubolari 80x80x3 mm riporta:

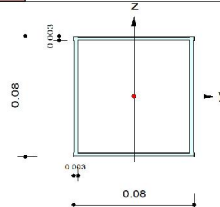
midas Gen

Steel Checking Result

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Filippo voltan	File Name	E:\...oppia_rifodera_parete_01.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
Unit System kN, m
Member No 193
Material S275 (No:2)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name 80x80x3 montanti (No:5)
(Built-up Section).
Member Length : 3.20000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -0.5009 (LCB: 2, POS:1/2)
Bending Moments My = 0.00000, Mz = -0.2100
End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.20625 (LCB: 2, POS:1/4)
Fzz = 0.00000 (LCB: 3, POS:1/2)

Depth	0.08000	Web Thick	0.00300
Flg Width	0.08000	Top F Thick	0.00300
Web Center	0.07700	Bot.F Thick	0.00300
Area	0.00092	Asz	0.00048
Gyb	0.00222	Gzb	0.00222
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.04000	Zbar	0.04000
Wely	0.00002	Welz	0.00002
ry	0.03146	rz	0.03146

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.10000, Lz = 3.20000, Lb = 3.20000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio
 $KL/r = 101.7 < 200.0$ (Memb:193, LCB: 2)..... O.K
Axial Resistance
 $N_{Ed}/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 0.501/242.000 = 0.002 < 1.000$ O.K
Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.00000/6.99129 = 0.000 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.21000/6.99129 = 0.030 < 1.000$ O.K
Combined Resistance
 $R_{MNRd} = MAX[M_{Edy}/M_{Rdy}, M_{Edz}/M_{Rdz}]$
 $R_{byN} = N_{Ed}/(A*fy/Gamma_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/My_Rd + M_{Edz}/Mz_Rd$
 $Rc_LT1 = N_{Ed}/(Xiy*A*fy/Gamma_{M1})$
 $Rb_LT1 = (kyy*M_{Edy})/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_{M1}) + (kzz*M_{Edz})/(Wplz*fy/Gamma_{M1})$
 $Rc_LT2 = N_{Ed}/(Xiz*A*fy/Gamma_{M1})$
 $Rb_LT2 = (Kzy*M_{Edy})/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_{M1}) + (Kzz*M_{Edz})/(Wplz*fy/Gamma_{M1})$
 $R_{max} = MAX[R_{MNRd}, (R_{byN}+R_{byM}), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.032 < 1.000$.. O.K
Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.003 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

5. Deflection Checking Results

$L/300.0 = 0.0107 > 0.0000$ (Memb:193, LCB: 3, Dir-X)..... O.K

Nome file: E.S.G.REL - Relazione tecnica opere strutturali_rev01.doc	Pagina 44 di 56	Elaborato: E.S.G.REL	Revisione: 00
--	-----------------	----------------------	---------------



La verifica di dettaglio dei traversi tubolari 80x80x3 mm riporta:

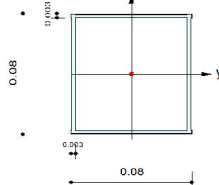
midas Gen

Steel Checking Result

Company		Project Title	
Author	Filippo voltan	File Name	E:\...oppia_rifodera_parete_01.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
Unit System kN, m
Member No 197
Material S275 (No:2)
($F_y = 275000$, $E_s = 210000000$)
Section Name 80x80x3 traversi (No:6)
(Built-up Section).
Member Length : 1.70000



2. Member Forces

Axial Force $F_{xx} = 0.00000$ (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments $M_y = 1.09495$, $M_z = 0.00000$
End Moments $M_{yi} = 0.00000$, $M_{yj} = 0.00000$ (for Lb)
 $M_{zi} = 0.00000$, $M_{zj} = 0.00000$ (for Ly)
 $M_{zi} = 0.00000$, $M_{zj} = 0.00000$ (for Lz)
Shear Forces $F_{yy} = 0.12000$ (LCB: 2, POS:J)
 $F_{zz} = 2.43661$ (LCB: 1, POS:J)

Depth	0.08000	Web Thick	0.00300
Flg Width	0.08000	Top F Thick	0.00300
Web Center	0.07700	Bot F Thick	0.00300
Area	0.00092	Asz	0.00048
Qyb	0.00222	Qzb	0.00222
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.04000	Zbar	0.04000
Wely	0.00002	Welz	0.00002
ry	0.03146	rz	0.03146

3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 1.70000$, $L_z = 1.70000$, $L_b = 1.70000$
Effective Length Factors $K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors $C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio
 $L/r = 54.0 < 300.0$ (Memb:197, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
 $N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.000/242.000 = 0.000 < 1.000$ O.K
Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 1.09495/6.99129 = 0.157 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.00000/6.99129 = 0.000 < 1.000$ O.K
Combined Resistance
 $R_{MNRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$
 $R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$
 $R_{max} = \text{MAX}[R_{MNRd}, (R_{byN} + R_{byM})] = 0.157 < 1.000$ O.K
Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.002 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.034 < 1.000$ O.K

5. Deflection Checking Results

$L/250.0 = 0.0068 > 0.0013$ (Memb:197, LCB: 3, POS: 0.8m, Dir-Z)..... O.K

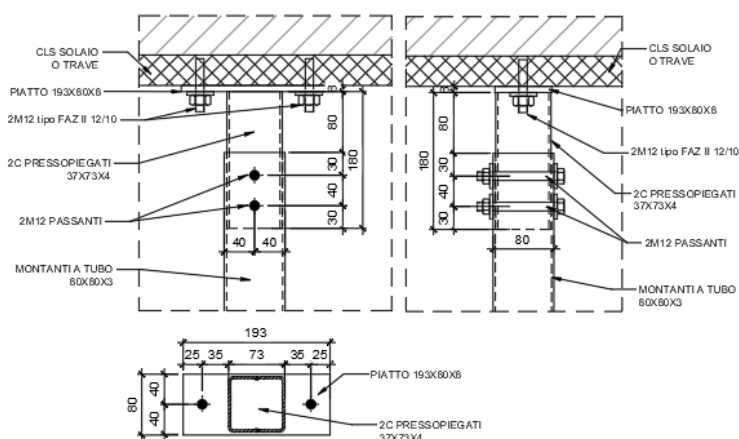
9.3.1 Verifiche nodi

NODO DI BASE E SOMMITA'

I montanti sono ancorati al solaio tramite 2 tasselli meccanici M12 tipo Faz II 12/10. Il piatto di base ha dimensione 193x80x8.

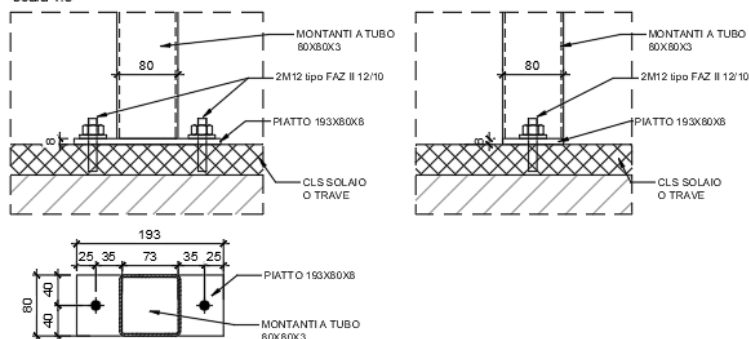
NODO 1

ATTACCO MONTANTI SU SOLAIO SUPERIORE
scala 1:5



NODO 2

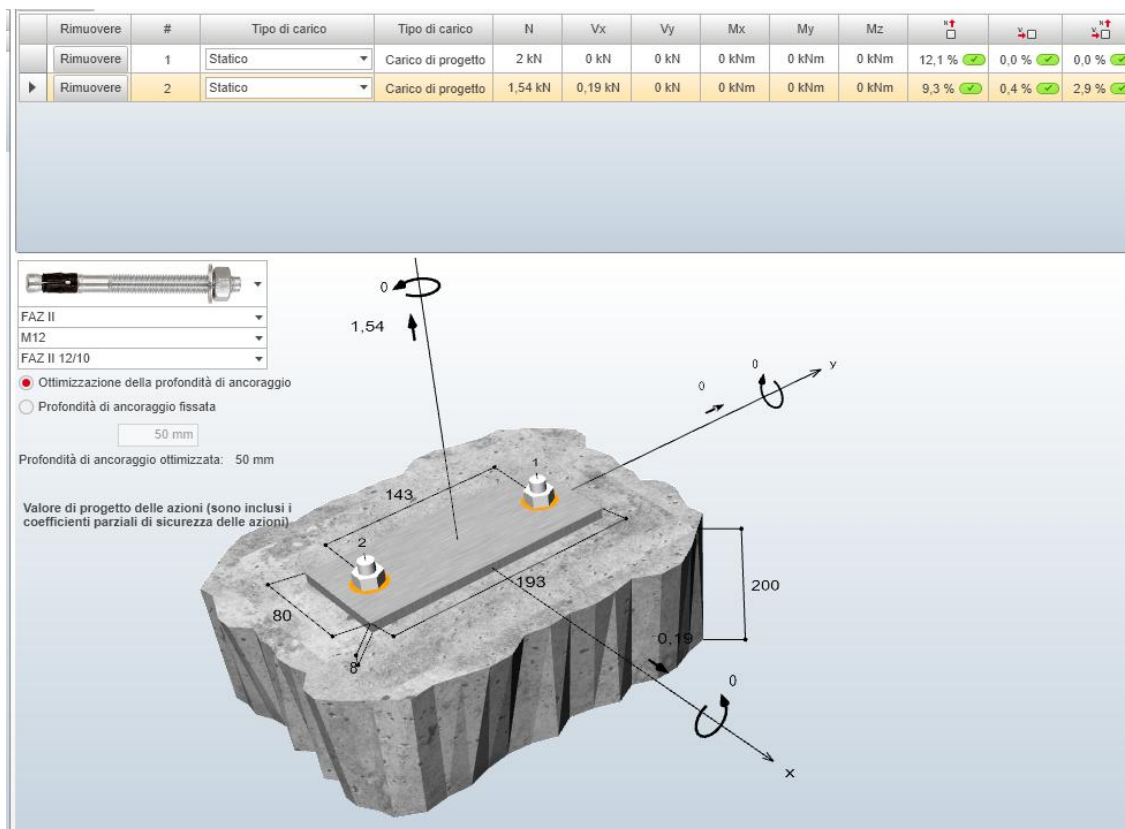
ATTACCO MONTANTI SU SOLAIO INFERIORE
scala 1:5



La verifica è condotta con il software Compufix messo a disposizione da Fischer, e le sollecitazioni massime sono le seguenti:

Nome file: E.S.G.REL - Relazione tecnica opere strutturali_rev01.doc	Pagina 46 di 56	Elaborato: E.S.G.REL	Revisione: 00
--	-----------------	----------------------	---------------

PROCEDURA APERTA PER L'AFFIDAMENTO DEL SERVIZIO DI ARCHITETTURA E INGEGNERIA PER LA REDAZIONE DELLA PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA E IL COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE/DIREZIONE LAVORI E COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA IN FASE DI ESECUZIONE, INERENTI I "LAVORI DI REALIZZAZIONE DELLA NUOVA ANATOMIA PATOLOGICA PRESSO IL COMPLESSO EDILIZIO GIUSTINIANO DELL'AZIENDA OSPEDALIERA DI PADOVA"
CIG 70550191DB - CUP I91B14000600002





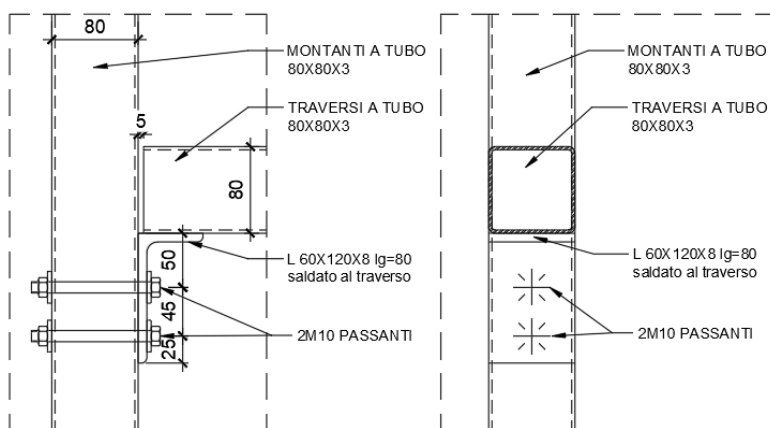
NODO ATTACCO MONTANTI A TRAVERSI

Il collegamento dei due montanti 80x80x3 ai due traversi 80x80x3 avviene tramite un L 120x60x8 di lunghezza 80mm saldato ai traversi e unito ai montanti tramite 2 bulloni M10.

NODO 3

ATTACCO TRAVERSI SU MONTANTI

scala 1:5



Le sollecitazioni massime sono:

Ved=2.44kN

La verifica del nodo riporta:

Caratteristiche geometriche			Caratteristiche dei materiali					
spessore piatto/ala/anima (mm)	3					f _{yk}	f _{tk}	γ _{M2}
diametro bulloni/foro/dado (mm)	10	11	17	acciaio profili e piastre S275		275	430	1.25
Ares (mm ²)	58			bulloni 8.8		649	800	1.25
n° sezioni di taglio	1			Sollecitazioni				
n° bulloni	2					Ved	2.44 kN	
k	2.50					Ned	0.0 kN	
alfa	0.61			Resistenze di calcolo				
e1 (mm)	20				resistenza a taglio	44.5 kN		OK
e2 (mm)	20				resistenza a rifollamento	31.3 kN		OK
					resistenza a trazione	66.8 kN		OK
					resistenza a punzonamento	66.1 kN		OK
					resistenza combinata taglio - trazione	0.055		OK



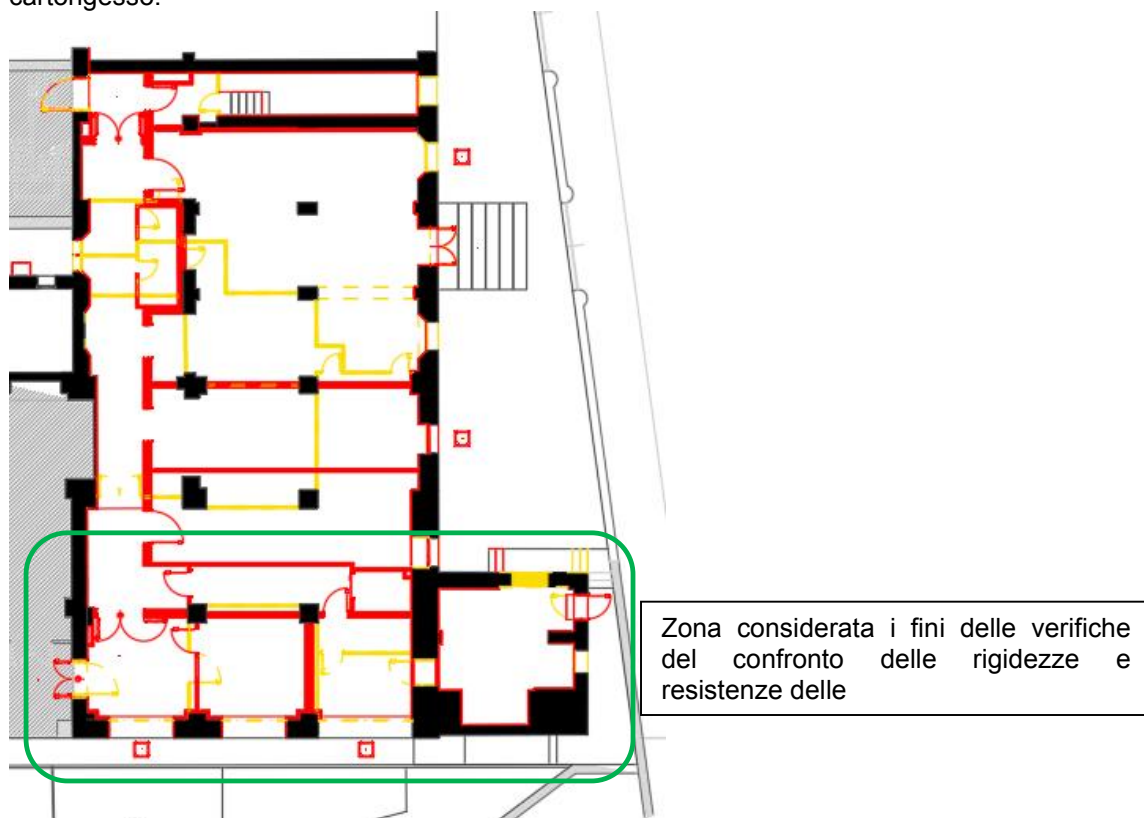
10 APERTURA NUOVI FORI SU PARETI PORTANTI

10.1 VERIFICA PARETI

Il presente paragrafo riporta il confronto della resistenza e della rigidezza delle pareti, nell'intorno dell'intervento di apertura o allargamento del nuovo foro, ante e post intervento.

Il calcolo è sempre stato condotto considerando delle porzioni di edificio, ai singoli piani, nell'intorno delle zone interessate dagli interventi. La norma prevede che non debbano esserci riduzioni significative della resistenza e/o della rigidezza nell'intero edificio, nel caso in oggetto considerare l'intero edificio risulterebbe poco significativo e poco a favore della sicurezza visto la notevole estensione dello stesso.

Caso 1 apertura al piano seminterrato, le pareti nuove non vengono considerate in quanto tutte realizzate in cartongesso.



La tabella che segue riporta il calcolo del modulo di resistenza e del momento d'inerzia proporzionali rispettivamente alla resistenza e alla rigidezza delle pareti da cui si evince che l'apertura del foro porta comporta una riduzione del 16.1% in termini di resistenza e del 15.6 % in termini di rigidezza.

Nome file: E.S.G.REL - Relazione tecnica opere strutturali_rev01.doc	Pagina 49 di 56	Elaborato: E.S.G.REL	Revisione: 00
--	-----------------	----------------------	---------------



SDF	L	sp	W	J
muro 1	686	40	3,137,307	1,076,096,187
muro 2	193	134	831,894	80,277,803
muro 3	231	134	1,191,729	137,644,700
muro 4	692	40	3,192,427	1,104,579,627
muro 5	155	68	272,283	21,101,958
muro 6	124	70	179,387	11,121,973
muro 7	187	70	407,972	38,145,351
muro 8	205	70	490,292	50,254,896
muro 9	73	73	64,836	2,366,520
muro 10	73	73	64,836	2,366,520
muro 11	83	70	80,372	3,335,424
muro 12	284	107	1,438,365	204,247,877
TOTALE			11,351,699	2,239,861,846

SDP				
muro 1	686	40	3,137,307	1,076,096,187
muro 2	193	134	831,894	80,277,803
muro 3	231	134	1,191,729	137,644,700
muro 4A	396	50	1,306,800	258,746,400
muro 4B	158	40	166,427	13,147,707
muro 5	155	40	160,167	12,412,917
muro 6	124	70	179,387	11,121,973
muro 7	187	70	407,972	38,145,351
muro 8	205	70	490,292	50,254,896
muro 9	73	73	64,836	2,366,520
muro 10	73	73	64,836	2,366,520
muro 11	83	70	80,372	3,335,424
muro 12	284	107	1,438,365	204,247,877
TOTALE			9,520,383	1,890,164,274

Caso 2 aperture al piano primo.



Zona considerata i fini delle verifiche del confronto delle rigidezze e resistenze delle

Zona in cui le chiusure sono preponderanti e le aperture sono quasi tutte su pareti non portanti



La tabella che segue riporta il calcolo del modulo di resistenza e del momento d'inerzia proporzionali rispettivamente alla resistenza e alla rigidezza delle pareti da cui si evince che l'allargamento dei fori porta e la realizzazione del nuovo foro porta comporta in direzione Y una riduzione del 7.3% in termini di resistenza e del 7.1 % in termini di rigidezza e in direzione X una riduzione del 9.7% in termini di resistenza e del 16.6% in termini di rigidezza.

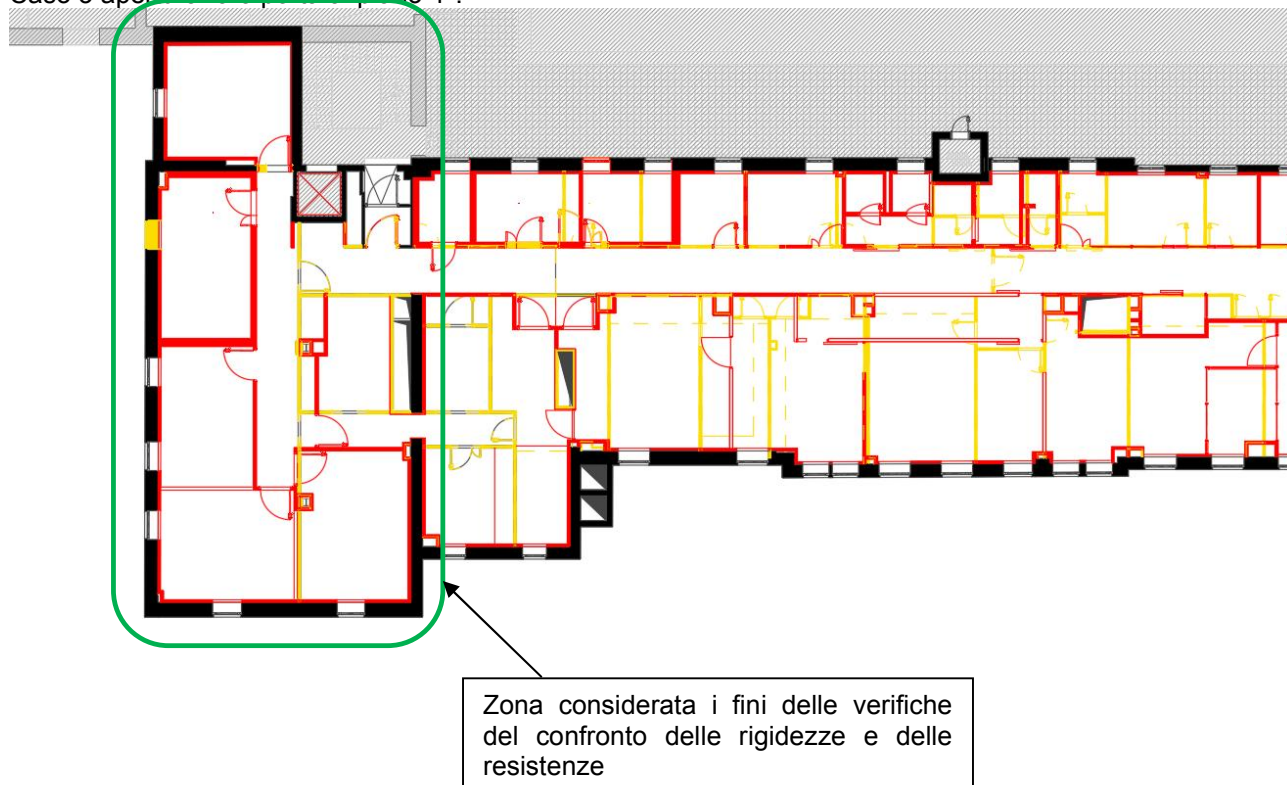
Verifica pareti in direzione Y

SDF	L	sp	W	J		SDP				
muro 1	183	47	262,331	24,003,241		muro 1	183	47	262,331	24,003,241
muro 2	325	47	827,396	134,451,823		muro 2	325	47	827,396	134,451,823
muro 3	328	47	842,741	138,209,579		muro 3	328	47	842,741	138,209,579
muro 4	304	47	723,925	110,036,651		muro 4	304	47	723,925	110,036,651
muro 5	323	47	817,244	131,984,879		muro 5	323	47	817,244	131,984,879
muro 6	345	41	813,338	140,300,719		muro 6	345	41	813,338	140,300,719
muro 7	213	62	468,813	49,928,585		muro 7	213	62	468,813	49,928,585
muro 8	215	62	477,658	51,348,271		muro 8	125	62	161,458	10,091,146
muro 9	245	62	620,258	75,981,646		muro 9	206	62	438,505	45,166,049
muro 10	312	62	1,005,888	156,918,528		muro 10	312	62	1,005,888	156,918,528
TOTALE			6,859,592	1,013,163,920						
						TOTALE			6,361,639	941,091,199

Verifica pareti in direzione X

SDF	L	sp	W	J		SDP				
muro 1	1610	48	20,736,800	16,693,124,000		muro 1	1489	48	17,736,968	13,205,172,676
muro 2	396	62	1,620,432	320,845,536		muro 2	396	62	1,620,432	320,845,536
muro 3	918	62	8,708,148	3,997,039,932		muro 3	918	62	8,708,148	3,997,039,932
TOTALE			31,065,380	21,011,009,468		TOTALE			28,065,548	17,523,058,144

Caso 3 apertura foro porta al piano 4°.



La tabella che segue riporta il calcolo del modulo di resistenza e del momento d'inerzia proporzionali rispettivamente alla resistenza e alla rigidezza delle pareti da cui si evince che l'allargamento dei fori porta e la realizzazione del nuovo foro porta comporta per i soli setti in direzione Y una riduzione del 14.6% in termini di resistenza e del 16.3 % in termini di rigidezza.



SDF	L	sp	W	J		SDP				
muro 1	252	45	476,280	60,011,280		muro 1	252	45	476,280	60,011,280
muro 2	174	45	227,070	19,755,090		muro 2	416	45	1,297,920	269,967,360
muro 3	798	54	5,731,236	2,286,763,164		muro 3	242	10	97,607	11,810,407
muro 4	222	54	443,556	49,234,716		muro 4	450	54	1,822,500	492,075,000
muro 5	161	54	233,289	18,779,765		muro 5	222	54	443,556	49,234,716
muro 6	314	54	887,364	139,316,148		muro 6	161	54	233,289	18,779,765
muro 7	591	45	2,619,608	774,094,016		muro 7	314	54	887,364	139,316,148
muro 8	475	49	1,842,604	437,618,490		muro 8	591	45	2,619,608	774,094,016
muro 9	725	49	4,292,604	1,556,069,010		muro 9	475	49	1,842,604	437,618,490
muro 10	407	60	1,656,490	337,095,715		muro 10	725	49	4,292,604	1,556,069,010
muro 11	205	25	175,104	269,222,656	CA	muro 11	407	60	1,656,490	337,095,715
muro 12	205	25	175,104	269,222,656	CA	muro 12	205	25	175,104	269,222,656
TOTALE			18,760,309	5,595,464,436		muro 13	205	25	175,104	269,222,656
						TOTALE			16,020,030	4,684,517,219

10.2 VERIFICA ARCHITRARI SU NUOVE APERTURE

Nelle murature portanti, in corrispondenza dei nuovi fori porta o degli allargamenti delle porte esistenti, è previsto l'inserimento di architravi metallici. Di seguito si riporta il dimensionamento di tali architravi per tre spessori di parete interessati dagli interventi.

Il calcolo considera sempre larghezza netta dei fori 150 cm e una lunghezza di influenza del solaio di 3.5 m gravante sulla parete interessata dall'intervento in esame.

Ai fini delle verifiche si considerano i seguenti carichi:

- $G_{1\text{parete}} = 18 \text{ kN/mc}$ peso proprio parete sopra foro fino al solaio
- $G_{1\text{solaio}} = 3.5 \text{ kN/mq}$ peso proprio solaio appoggiato sulla muratura
- $G_2 = 4.0 \text{ kN/mq}$ pesi permanenti portati solaio appoggiato sulla muratura
- $Q = 3.0 \text{ kN/mq}$ sovraccarico variabile solaio appoggiato sulla muratura

Caso 1 parete spessore 25 cm - 2 profili HEA 120



G1 trave	0.4 kN/m	profilo	HEA 120
parete	15.12 kN/m		
G1+G2	7.5 kN/m2	J	1212 cm ⁴
Q	3 kN/m2	Wel	212.6 cm ³
		Wpl	239 cm ³
luce in pianta	1.8 m	Avz	17.12 cm ²
inclinazione	0 °	γ _M	1.05
interasse	3.5 m	f _{yk}	275
γ _{G1}	1.3		
γ _{G2}	1.5	Mrd,elastico	55.68 kNm
γ _Q	1.5	Mrd,pl	62.60 kNm
		Vrd	258.88 kN
M _{Ed}	31.72 kNm	freccia sa	0.56 mm
V _{Ed}	70.49 kN	freccia totale	2.81 mm

Il rapporto di inflessione con i carichi totali vale $L/dz = 641 > 500$

Il rapporto tra momento sollecitante e momento resistente vale $M_{ed} / M_{Rd} = 0.57 < 1.0$

Caso 2 parete spessore 30 cm - 2 profili HEA 120

G1 trave	0.4 kN/m	profilo	HEA 120
parete sp 30	17.82 kN/m		
G1+G2	7.5 kN/m2	J	1212 cm ⁴
Q	3 kN/m2	Wel	212.6 cm ³
		Wpl	239 cm ³
luce in pianta	1.8 m	Avz	17.12 cm ²
inclinazione	0 °	γ _M	1.05
interasse	3.5 m	f _{yk}	275
γ _{G1}	1.3		
γ _{G2}	1.5	Mrd,elastico	55.68 kNm
γ _Q	1.5	Mrd,pl	62.60 kNm
		Vrd	258.88 kN
M _{Ed}	33.36 kNm	freccia sa	0.56 mm
V _{Ed}	74.14 kN	freccia totale	2.95 mm

Il rapporto di inflessione con i carichi totali vale $L/dz = 610 > 500$

Il rapporto tra momento sollecitante e momento resistente vale $M_{ed} / M_{Rd} = 0.599 < 1.0$



Caso 3 parete spessore 40 cm – 3 profili HEA 120

G1 trave	0.6 kN/m	profilo	HEA 120
parete	23.22 kN/m		
G1+G2	7.5 kN/m ²	J	1818 cm ⁴
Q	3 kN/m ²	Wel	318.9 cm ³
		Wpl	358.5 cm ³
luce in pianta	1.8 m	Avz	25.68 cm ²
inclinazione	0 °	γ _M	1.05
interasse	3.5 m	f _{yk}	275
γ _{G1}	1.3		
γ _{G2}	1.5	Mrd,elastico	83.52 kNm
γ _Q	1.5	Mrd,pl	93.89 kNm
		Vrd	388.32 kN
M _{Ed}	36.75 kNm	freccia sa	0.38 mm
V _{Ed}	81.66 kN	freccia totale	2.17 mm

Il rapporto di inflessione con i carichi totali vale $L/dz = 830 > 500$

Il rapporto tra momento sollecitante e momento resistente vale $M_{ed} / M_{Rd} = 0.44 < 1.0$

11 CONCLUSIONI

Gli aspetti strutturali presi in considerazione nel presente progetto di realizzazione della nuova anatomia patologica all'interno dei corpi est e sud del complesso Giustiniano sono i seguenti:

- portata dei solai. L'estrema eterogeneità dei solai unita ai vari interventi di rinforzo eseguiti negli anni precedenti e ai pochi documenti strutturali recuperati non consentono di effettuare valutazioni esaustive in merito alla portata dei solai esistenti. Sono state quindi eseguite delle prove di carico sui solai più rappresentativi identificando preventivamente con indagini visive le varie tipologie di solaio presenti. Il numero e la posizione delle prove sono stati stabiliti in funzione delle indagini visive per determinare la tipologia dei solai presenti. La scelta di fare eseguire delle prove di carico persegue due obiettivi fondamentali: arrecare meno disturbo alle normali funzioni dell'ospedale rispetto ad altre tipologie di indagini e fornire dei dati in merito alla portata dei solai stessi. **L'esito delle prove è risultato soddisfacente.** I risultati ottenuti in tutte e tre le prove hanno dato esito positivo evidenziando un comportamento elastico dei solai indagati per i livelli di carico raggiunti con le prove. Le due prove sul solaio del piano primo sono state spinte fino a 4.5 kN/m² che corrisponde a 2.25 volte il carico di esercizio. La prova sul solaio del piano quarto è stata spinta fino a 7.5 kN/m² che corrisponde a 1.5 volte il carico di esercizio con il quale il solaio è stato progettato anche se



attualmente tale piano è prevalentemente destinato a studi medici e laboratori che sono assimilabili ad uffici non aperti al pubblico a cui corrisponde un sovraccarico cat. B1 2.00 kN/m².

- b) Fori per passaggi impiantistici nei solai. Sono stati analizzati alcuni casi significativi, in particolare solai in laterocemento con fori addossati alle pareti di dimensioni 1x1 m e 0.6x3 m e luci dei solai comprese tra 5.5 e 8.5 m, in tali situazioni sono state predisposte delle travi metalliche all'intradosso del solaio con funzione di rinforzo locale. Un caso particolare è rappresentato dall'asola 200x30 cm realizzata su un solaio a volta in laterizio del piano terra. In tale caso l'analisi agli elementi finiti, condotta ipotizzando uno spessore della volta di 25 cm, ha riscontrato la necessità di migliorare la resistenza della volta mediante l'impiego di intonaco armato con rete in materiale composito fibrorinforzato F.R.P. e anche la necessità di cerchiare il foro con un piatto metallico spesso 5 mm. **Si precisa che il foro non deve interessare le diagonali della volta (intersezione tra le due volte a botte).**
- c) Architravi su allargamento e su nuovi fori porta. Gli interventi prevedono sempre la demolizione in breccia in corrispondenza dell'architrave per la posa in opera di nuovi architravi metallici; negli elaborati sono riportate le fasi realizzative al fine di garantire la sicurezza durante l'esecuzione dell'intervento. Il confronto della resistenza e della rigidezza ante e post interventi mette in evidenza sempre riduzioni contenute dei due partametri.
- d) Consolidamento delle pareti divisorie interne. Le tramezzature spesse 8 - 12 cm del piano primo corpo est sono alte circa 5.20 m e non sono in grado di resistere all'intera azione sismica fuori piano. Non essendo possibile la loro completa rimozione si interviene realizzando delle rifodere in cartongesso con struttura alta 75 mm e spessore dei profili maggiorato a 0.8 mm e interasse dei montanti 0.3 m. Alle strutture metalliche delle rifodere sono affidati i carichi sismici delle rifodere stesse e l'aliquota di forza sismica che la parete esistente non è in grado di sostenere.

12 ALLEGATO: INTERVENTO N° 3030B/PD AZIENDA OSPEDALIERA DI PADOVA

Si allega di seguito la relazione delle prove di carico eseguite dalla ditta Metralab s.r.l. nei giorni 30 novembre e 1 dicembre 2018.

I risultati ottenuti in tutte e tre le prove hanno dato esito positivo evidenziando un comportamento elastico dei solai indagati per i livelli di carico raggiunti con le prove.

Le due prove sul solaio del piano primo sono state spinte fino a 4.5 kN/m² che corrisponde a 2.25 volte il carico di esercizio.

La prova sul solaio del piano quarto è stata spinta fino a 7.5 kN/m² che corrisponde a 1.5 volte il carico di esercizio con il quale il solaio è stato progettato anche se attualmente tale piano è prevalentemente destinato a studi medici e laboratori che sono assimilabili ad uffici non aperti al pubblico a cui corrisponde un sovraccarico cat. B1 2.00 kN/m².

Nome file: E.S.G.REL - Relazione tecnica opere strutturali_rev01.doc	Pagina 56 di 56	Elaborato: E.S.G.REL	Revisione: 00
--	-----------------	----------------------	---------------

Intervento n° 3030B/PD eseguito i giorni 30 Novembre e 1 Dicembre 2018

Committente: Azienda Ospedaliera - Padova

Ubicazione: Via Nicolò Giustiniani, 2 – Padova (PD)



Commissionato da	Azienda ospedaliera - Padova				
	Via Nicolò Giustiniani, 1 - 35128 Padova (PD)				
	Cod.Fisc./P.IVA 00349040287				
Archivio	Lavoro 2018\3030B Azienda Ospedaliera di Padova				
Offerta / data	Gara CIG. N° Z73250E9FD				
Ordine / data	DD n°72 del 10/10/2018				
Revisione	Rev. 0				
Eseguito	30 Novembre e 1 Dicembre 2018				
Impaginato il	09/01/2019	Codici delle tipologie d'indagine			
Operatori: EG, PG			MART(SP),SERB		
Redatto	Ing. F. Salerno	Verif.	Geom. A. Zago	Approvato	Ezio Giuffrè

METRALAB s.r.l.

Sede legale e operativa: Viale Spagna, 16 – 35020 Ponte San Nicolò - Padova – Tel. 049 723 018 – Fax 049 856 08 46
C.F. – P.IVA – Reg. Impr. Padova n° 04513960288 – REA 395909 – e.mail: padova@metralab.com
capitale sociale € 20.000,00 i.v.

INDICE GENERALE

1. Premessa	3
2. Descrizione della campagna di indagini	4
3. Descrizione delle metodologie d'indagine	4
3.1. Prove di carico	4
3.1.1. Prove con carico distribuito – prima e seconda	4
3.1.2. martinetti oleodinamici – terza prova	5
4. Ubicazione delle indagini	7
5. Risultati delle indagini	11
5.1. Prova di carico n°1 Primo piano blocco Est	11
1.1.0 Spostamenti rilevati	11
1.1.1 Grafico carico-spostamenti	11
5.2. Prova di carico n°2 Primo piano blocco Est	12
1.1.2 Spostamenti rilevati	12
1.1.3 Grafico carico-spostamenti	12
5.3. Prova di carico n°3 quarto piano blocco sud	13
1.1.4 Spostamenti rilevati	13
1.1.5 Grafico carico-spostamenti	14
6. Immagini fotografiche	15
7. Descrizione delle metodologie d'indagine	17
7.1. Autolivello digitale elettronico Topcon DL-101C	17
7.2. “Indicatori a microprocessore”	18
7.3. “Trasduttori rettilinei di posizione”	18

1. Premessa

Il 30 Novembre e 1 Dicembre 2018, presso il **"Giustiniano"** in via Nicolò Giustiniani a Padova, ed alla presenza dei signori:

- Carlo Chiesa	Geom. Tecnico referente
- Ezio Giuffrè	Amministratore – Metralab s.r.l.;
- Pietro Giuffrè	Tecnico – Metralab s.r.l.;

Metralab s.r.l., incaricata da **AZIENDA OSPEDALIERA di PADOVA** ha effettuato una campagna di indagini sperimentali finalizzate alla diagnosi degli elementi strutturali dell'edificio in oggetto.

Attraverso queste indagini, si è inteso incrementare il livello di conoscenza della struttura e delle caratteristiche meccaniche dei materiali. La scelta degli elementi strutturali da sottoporre a verifica e le modalità di indagine sono stati preventivamente concordati con il tecnico incaricato.

Il presente rapporto tecnico è composto di n° **18 (diciotto)** pagine ed è formato da un indice generale, una premessa, una descrizione delle strutture indagate, la descrizione di ognuna delle indagini effettuate e la sintesi generale dei risultati. Eventuali disegni, grafici e gli elaborati relativi ad ognuna delle prove sono inseriti nel gruppo degli allegati e precedono eventuali stampati originali.

Nota Generale – **Metralab s.r.l.** si assume le responsabilità per la precisione delle rilevazioni effettuate e garantisce che tutta l'attrezzatura di misura è periodicamente verificata. L'elaborazione dei dati rappresenta un sussidio al tecnico incaricato. Copie di questo documento si trovano nell'archivio cartaceo ed elettronico di **Metralab s.r.l.** con il nome di "3030B Azienda Ospedaliera di Padova" e saranno conservate per almeno 10 anni.

2. Descrizione della campagna di indagini

Presso l'ospedale Giustiniano dell'Azienda Ospedaliera di Padova, in particolare nel blocco Est (Primo piano) e blocco Sud (Quarto piano) sono state eseguite:

- N° 1 prove a di carico su solaio al blocco Est mediante martinetti oleodinamici a “spinta”;
- N° 2 prove di carico su solai aa volta al blocco Sud mediante l'uso di serbatoi.

3. Descrizione delle metodologie d'indagine

3.1. Prove di carico

Attraverso queste indagini, si è inteso verificare la risposta elastica delle strutture indagate.

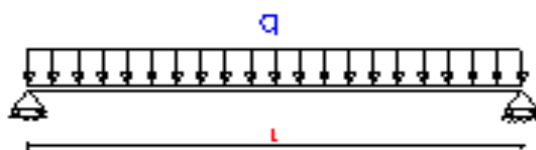
3.1.1. Prove con carico distribuito – prima e seconda

Prima prova al primo piano blocco Est

La prova è stata eseguita utilizzando un serbatoio per collaudi di dimensioni 6 x 2 m posizionato nel corridoio e n°17 vasche rigide (dal contenuto di circa 200 litri ciascuna con una impronta di 0,5 mq) mentre la deflessione verticale è stata misurata mediante una stadia digitale con codici a barre rilevata da un autolivello digitale con precisione centesimale.

Qualora la dimensione del “serbatoio per collaudi” fosse minore della luce della struttura, il carico da applicare deve essere **meccanicamente equivalente** (cioè dare lo stesso momento flettente) ad un carico uniformemente distribuito di progetto Q sull'intera luce L della campata in esame.

Nel nostro caso abbiamo il seguente schema statico:



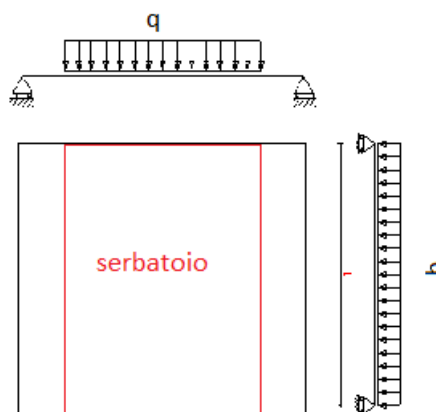
Il carico è stato applicato riempiendo gradualmente d'acqua il serbatoio, fino al carico massimo richiesto.

Seconda prova al primo piano blocco Est

La prova è stata eseguita utilizzando un serbatoio per collaudi di dimensioni 6 x 2 m posizionato in centro volta secondo uno sviluppo ortogonale al corridoio mentre la deflessione verticale è stata misurata mediante un sensore elettronico centesimale posto su asta telescopica che collegato ad un condizionatore di segnale formula le misure in tempo reale.

Qualora la dimensione del “serbatoio per collaudi” fosse minore della luce della struttura, il carico da applicare dev’ essere meccanicamente equivalente (cioè dare lo stesso momento flettente) ad un carico uniformemente distribuito di progetto Q sull’intera luce L della campata in esame.

Nel nostro caso abbiamo il seguente schema statico:



Il carico è stato applicato riempiendo gradualmente d’acqua il serbatoio, fino al carico massimo richiesto.

3.1.2. martinetti oleodinamici – terza prova

Il solaio al quarto piano del blocco Sud è stato caricato utilizzando n° 2 martinetti oleodinamici predisposti a “spinta” e ubicati ognuno a 0,5 m ed in modo simmetrico dalla mezzeria del solaio. Le impronte di carico erano costituite da due basi in acciaio con dimensioni 100cm×20cm. Il contrasto superiore era rappresentato dal peso proprio del solaio di sottotetto e dal solaio “rampante” della copertura.

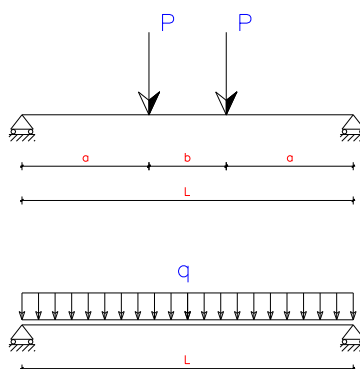
I martinetti sono stati messi in azione mediante una pompa oleodinamica manuale; la pressione è stata misurata con un manometro.

La sezione utile di **spinta** del singolo martinetto è di 33,18 cm².

Le misure di spostamento verticale della mezzeria sono state misurate mediante una stadia digitale con codici a barre rilevata da un autolivello digitale con precisione centesimale.

Condizione di semplice appoggio

Predisposte le basi dei martinetti ortogonalmente alla nervatura della struttura ed a distanza uguale rispetto all'appoggio, la forza esercitata da ogni martinetto $P = p \cdot A_{\text{mart}}$ alla struttura, e data dalla pressione agente per l'area del martinetto (a tiro od a spinta), dev' essere meccanicamente equivalente (cioè dare lo stesso momento flettente) ad un carico uniformemente distribuito di progetto Q sull'intera luce L della campata in esame.



Eguagliando i parametri della sollecitazione “momento flettente” si ha:

$$P \cdot a = \frac{q \cdot L^2}{8} \quad \text{da cui} \quad P = \frac{1}{8} \cdot q \cdot \frac{L^2}{a}$$

Il carico uniformemente distribuito q [daN/m] si può scriverlo come: $q = Q \cdot d_c$
pertanto l'eguaglianza diventa:

$$P = \frac{L}{8 \cdot a} \cdot (Q \cdot d_c) \cdot L = k_v \cdot Q \cdot d_c \cdot L$$

ove:

- k_v coefficiente di uguaglianza dei momenti flettenti (funzione della distanza a);
- Q carico uniformemente distribuito di progetto [daN/m²];
- d_c distanza di collaborazione della struttura o parametro di incremento del carico per effetto collaborante [m];
- L luce della struttura [m];
- a distanza del martinetto dall'appoggio [m].

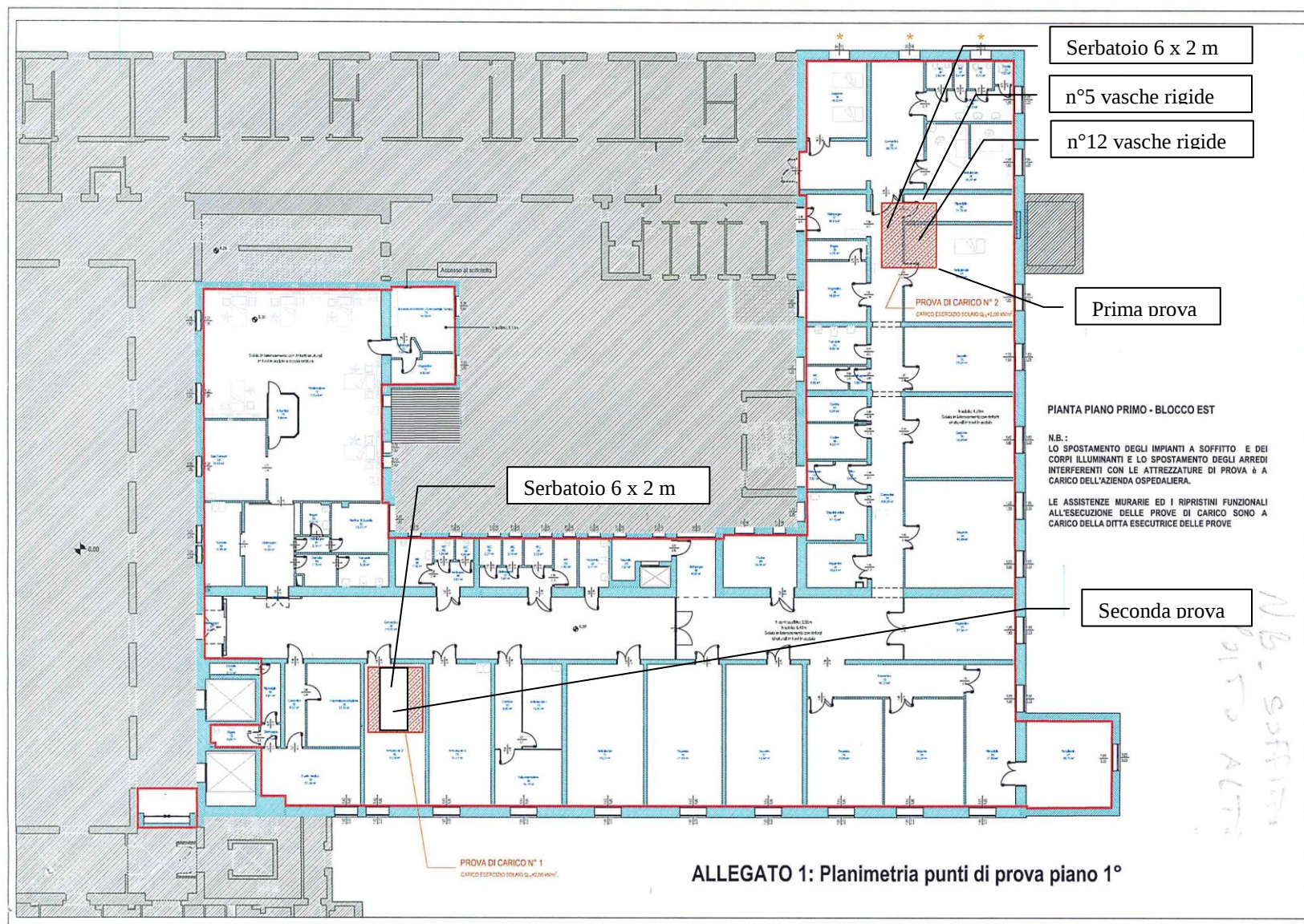
Se $a = L/3$ si ha: $k_v = 3/8 = 0,375$

Se $a = 2/5 L$ si ha: $k_v = 5/16 = 0,3125$

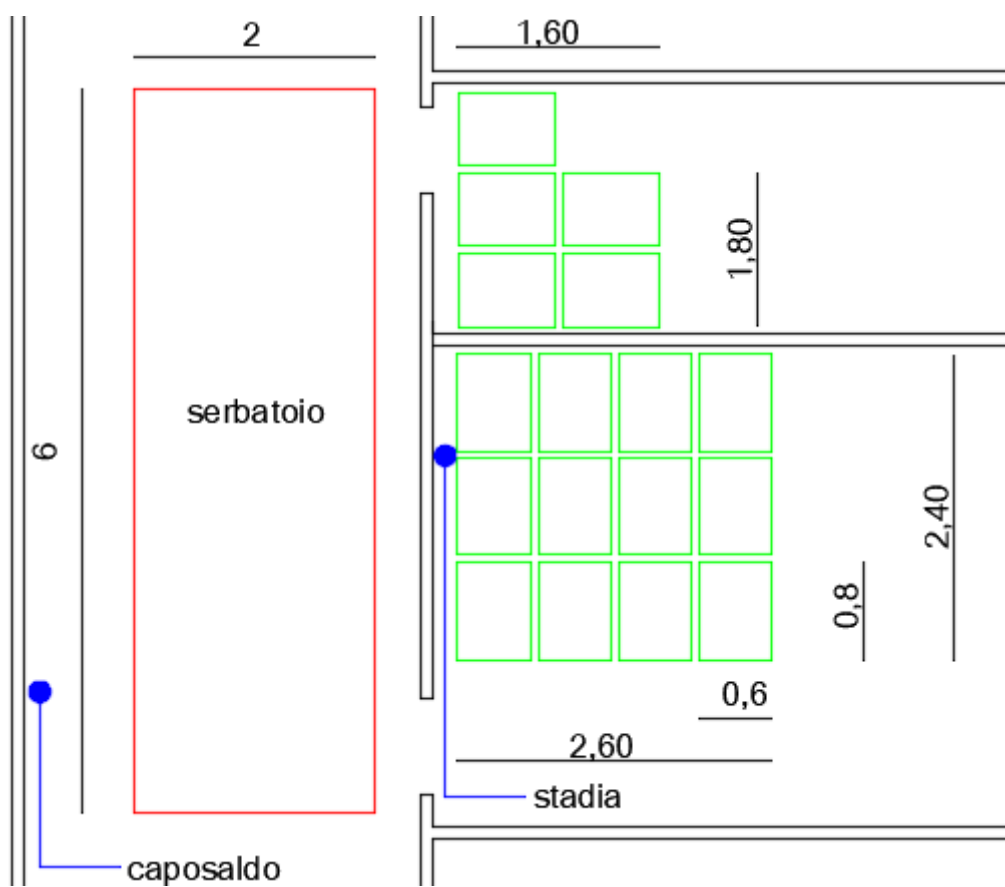
Riscrivendo l'eguaglianza nella forma più conosciuta, si ha: $F_{eq} = L \cdot Q \cdot c_1 \cdot c_2$

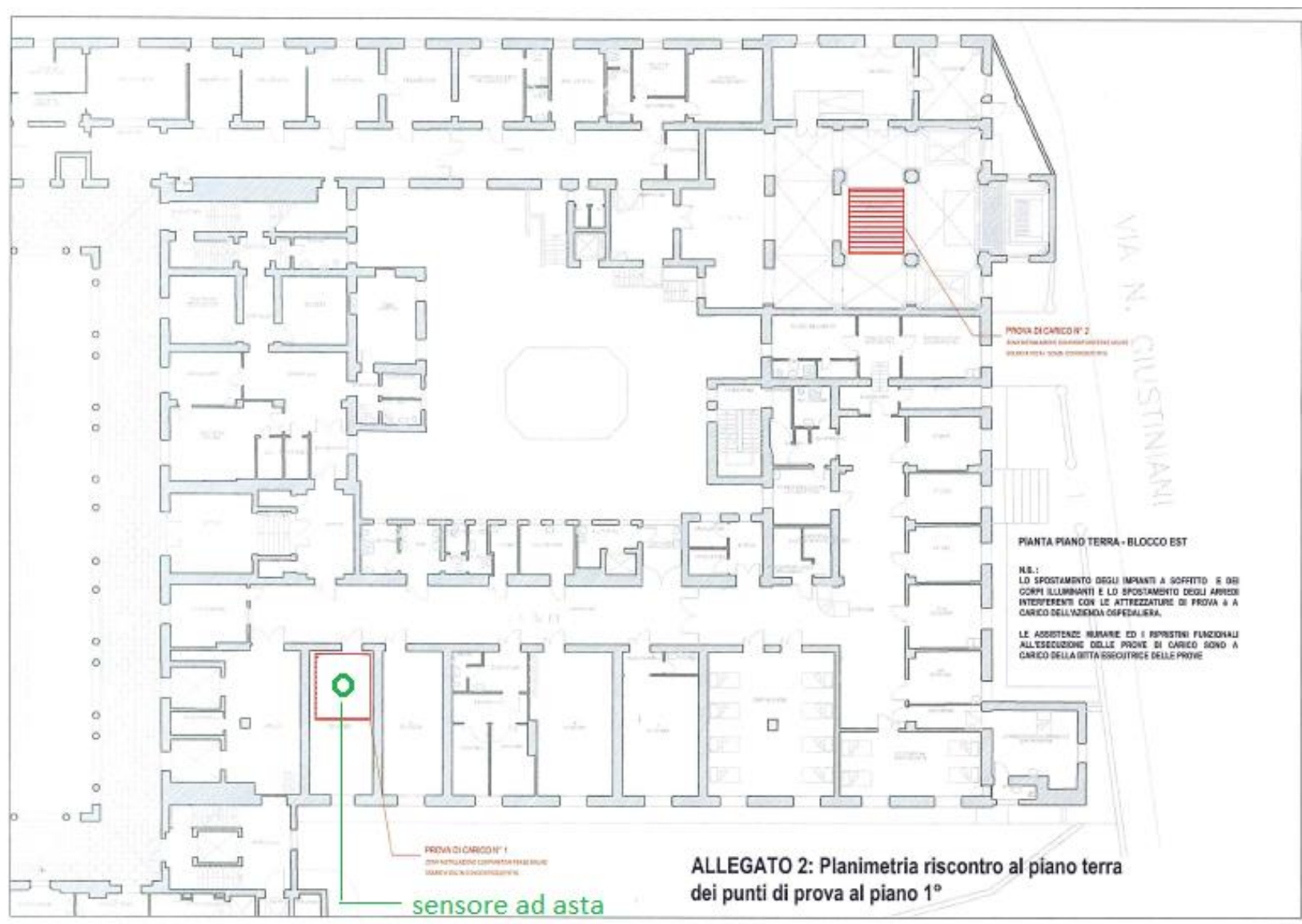
Ove $F_{eq} = m \cdot P$, $c_1 = m \cdot k_v$, $c_2 = d_c$ con m numero di martinetti

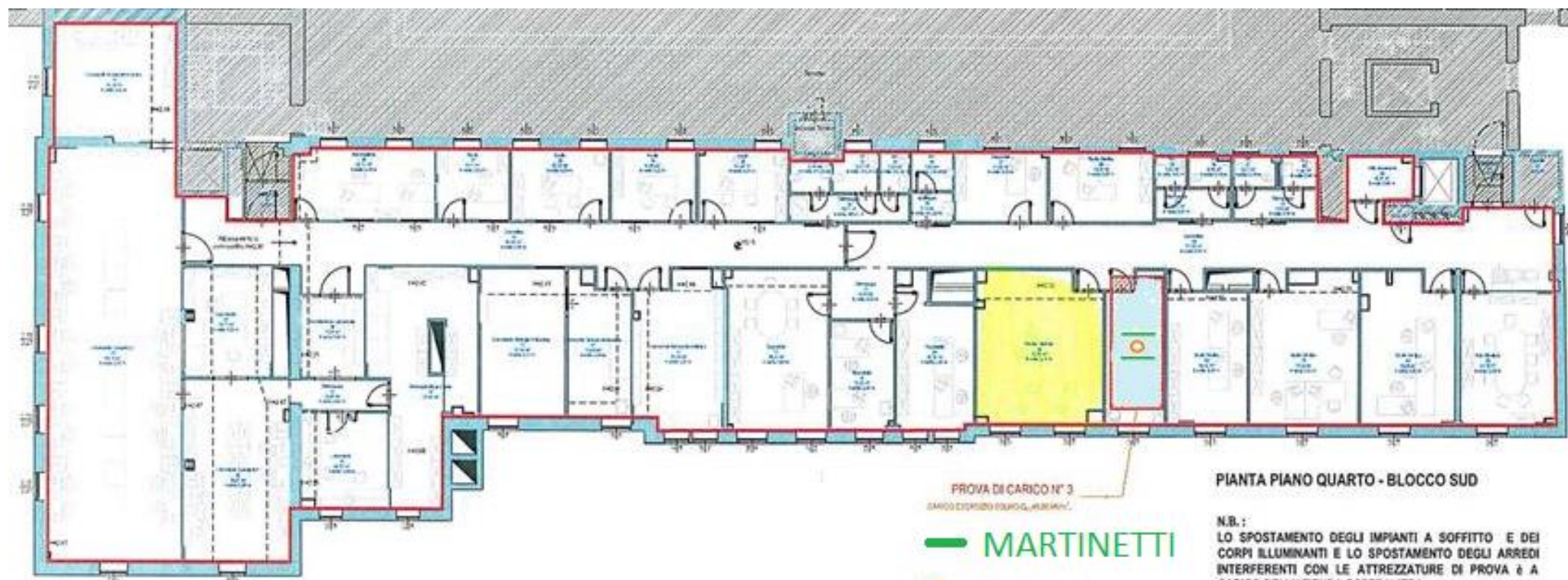
4. Ubicazione delle indagini



- Schema qualitativo prima prova di carico







PROVA DI CARICO N° 3
CARICO ESPRESSO SOLO GLI ARREDI

— MARTINETTI

○ STADIA

PIANTA PIANO QUARTO - BLOCCO SUD

N.B.:
LO SPOSTAMENTO DEGLI IMPIANTI A SOFFITTO E DEI
CORPI ILLUMINANTI E LO SPOSTAMENTO DEGLI ARREDI
INTERFERENTI CON LE ATTREZZATURE DI PROVA è A
CARICO DELL'AZIENDA OSPEDALIERA.

5. Risultati delle indagini

5.1. Prova di carico n°1 Primo piano blocco Est

1.1.0 Spostamenti rilevati

livello sebatoio	CARICO DISTRIBUITO	Spostamento mezzeria Sens.1	Δ	caposaldo
cm	kg/m ²	m	mm	mm
0	0	0.39301	0	0.53373
30	300	0.39316	-0.15	0.53373
40	400	0.39327	-0.26	0.53373
45	450	0.39329	-0.28	0.53373
30	300	0.3932	-0.19	0.53373
0	0	0.39306	-0.05	0.53369
0	0	0.39306	-0.05	0.5337

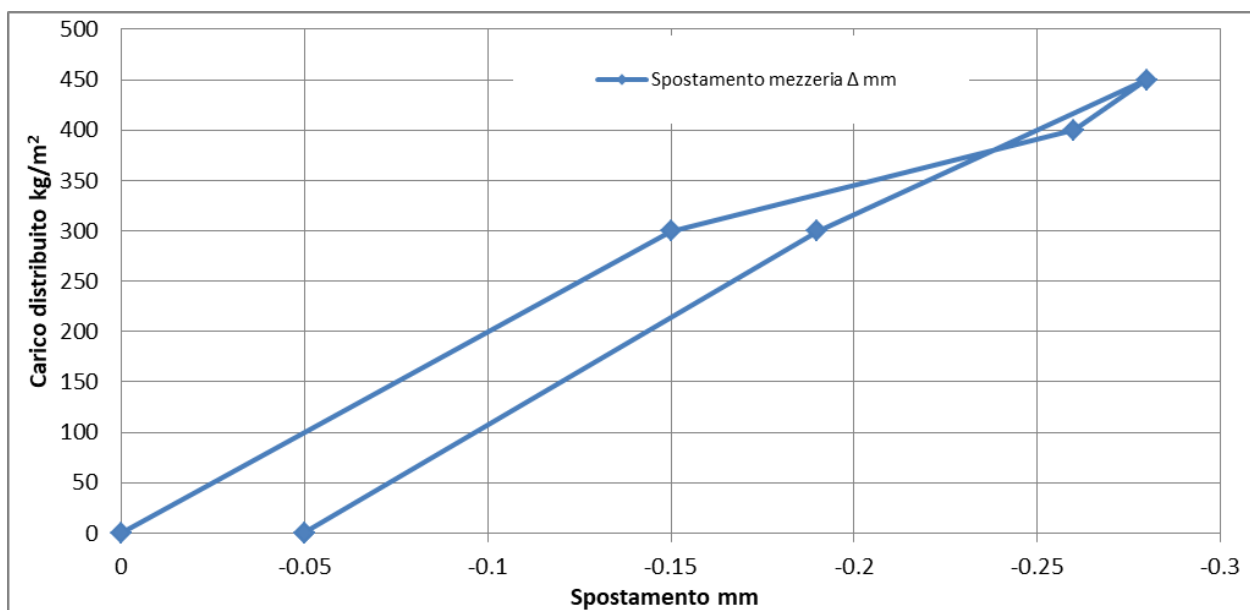
Nella seguente tabella verrà illustrato un riepilogo dei dati ottenuti:

Riepilogo

Carico	450	Kg/mq
Freccia max	0.28	mm
Freccia res	0.05	mm

La struttura, in base ai risultati ottenuti, ha risposto elasticamente con una freccia massima di 0.28 mm ed un residuo di 0.05 mm.

1.1.1 Grafico carico-spostamenti



5.2. Prova di carico n°2 Primo piano blocco Est

1.1.2 Spostamenti rilevati

Livello serbatoio	CARICO DISTRIBUITO	Spostamento mezzeria Sens.1	Δ
cm	kg/m ²	mm	mm
0	0	26.03	0
15	150	25.95	-0.08
30	300	25.85	-0.18
45	450	25.78	-0.25
30	300	25.82	-0.21
15	150	25.93	-0.1
0	0	26.04	0.01

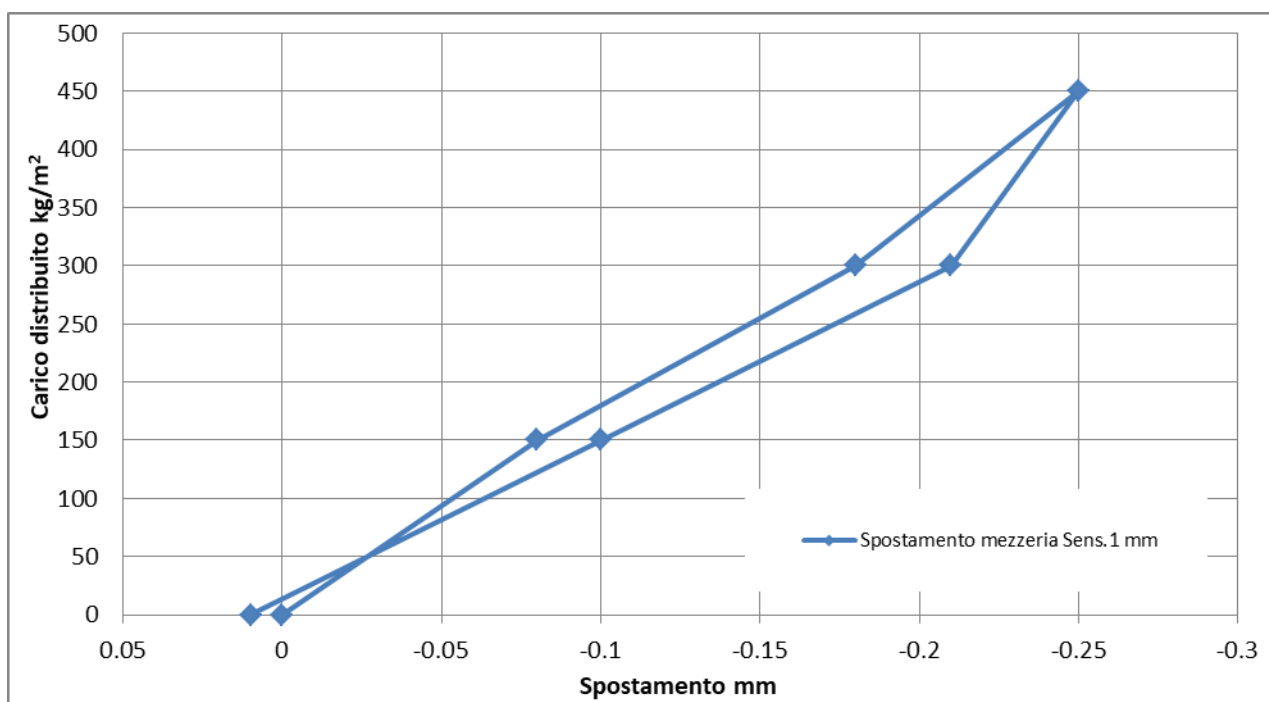
Nella seguente tabella verrà illustrato un riepilogo dei dati ottenuti:

Riepilogo

Carico	450	Kg/mq
Freccia max	0.25	mm
Freccia res	0.01	mm

La struttura, in base ai risultati ottenuti, ha risposto elasticamente con una freccia massima di 0.25 mm ed un residuo di 0.01 mm.

1.1.3 Grafico carico-spostamenti



5.3. Prova di carico n°3 quarto piano blocco sud

1.1.4 Spostamenti rilevati

Nel calcolo del carico massimo da applicare al solaio è stata utilizzata la seguente equazione:

$$\text{CARICO DISTRIBUITO} = Q * L * C1 * C2$$

Dove:

- Q = carico richiesto;
- L = Luce solaio;
- C1 = coeff. collaborazione trasversale;
- C2 = coeff. uguaglianza dei momenti

Si hanno come valori :

- Q = 750 (kg/m²) ;
- L = 4.60 ;
- C1 = 2.30;
- C2 = 0.60

PRESSIONE	FORZA	CARICO DISTRIBUITO	Spostamento mezzeria Sens.1	Δ
bar	kg	kg/m ²	m	mm
0	0	0	0.66519	
20	664	211	0.66538	-0.19
40	1328	422	0.66552	-0.33
60	1992	634	0.66566	-0.47
40	1328	422	0.66557	-0.38
20	664	211	0.66542	-0.23
0	0	0	0.66522	-0.03
20	664	211	0.6654	-0.21
40	1328	422	0.66555	-0.36
60	1992	634	0.66571	-0.52
75	2489	784	0.66583	-0.64
60	1992	634	0.66581	-0.62
40	1328	422	0.66564	-0.45
20	664	211	0.66546	-0.27
0	0	0	0.66525	-0.06
75	2490	792	0.66581	-0.62
0	0	0	0.66525	-0.06

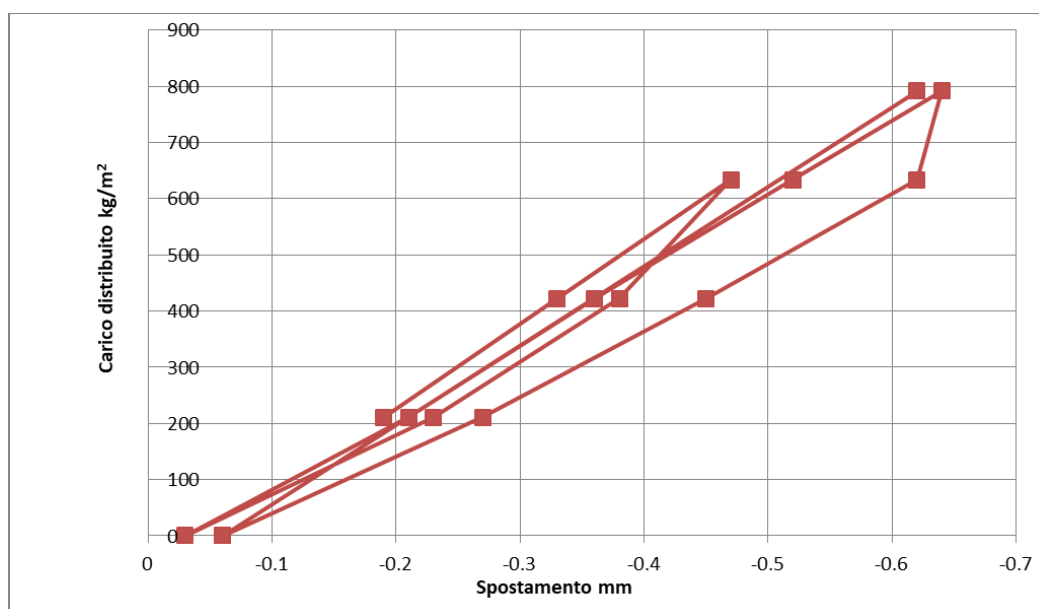
Nella seguente tabella verrà illustrato un riepilogo dei dati ottenuti:

Riepilogo

Carico	784	Kg/mq
Freccia max	0.64	mm
Freccia res	0.06	mm

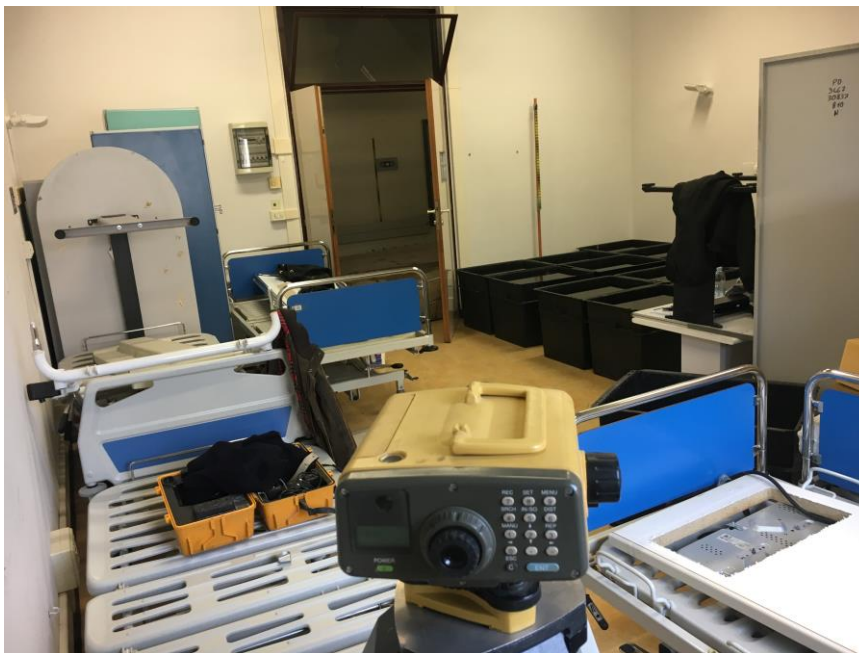
La struttura, in base ai risultati ottenuti, ha risposto elasticamente con una freccia massima di 0.64 mm ed un residuo di 0.06 mm.

1.1.5 Grafico carico-spostamenti



6. Immagini fotografiche

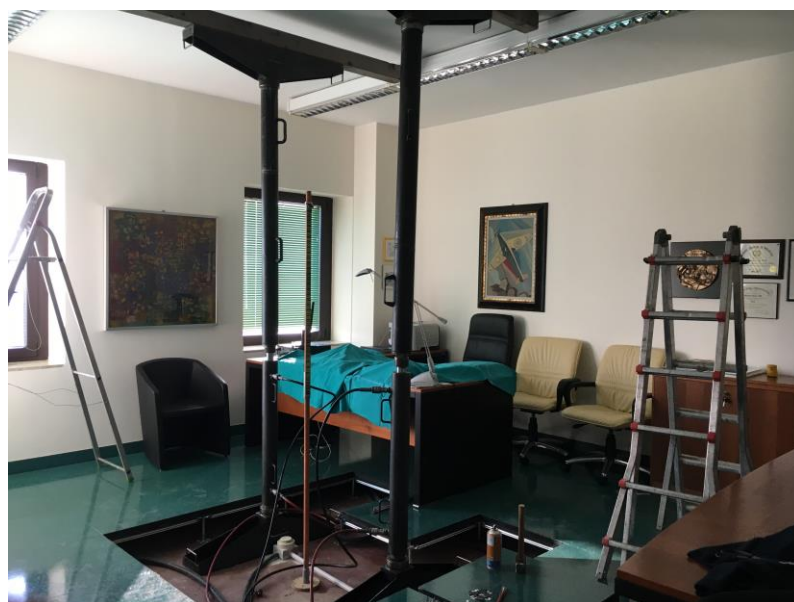
- *Prima prova di carico Piano terra blocco Est*



- *Seconda prova Piano terra blocco Est*



• **Terza prova di carico Quarto piano blocco Sud**



7. Descrizione delle metodologie d'indagine

7.1. Autolivello digitale elettronico Topcon DL-101C

La serie DL-101C Topcon, grazie alla sua avanzata tecnologia di elaborazione delle immagini, porta al più alto livello la precisione e la semplicità operativa.

L'uso combinato del DL-101C con la sua apposita stadia permette la determinazione automatica digitale di altezze e distanze.

Le misurazioni completamente automatiche ed il display digitale escludono qualsiasi errore di lettura, trascrizione ed altri possibili errori umani.

Il livello digitale utilizza il sistema di schede PCMCIA standard da 51 kB aumentabili a 64, 128 o 256 kB il cui alloggiamento è nascosto dietro la batteria interna, per assicurare una maggiore protezione dall'acqua.



autolivello digitale elettronico

Caratteristiche tecniche:

- Cannocchiale
Ingrandimenti 32 ×
Campo visivo 1° 20''
- Compensatore
Campo ± 12'
Precisione 0,3''
- Deviazione standard a 1 km
Con stadia digitale in alluminio ± 0,4 mm
Con lettura ottica ± 1,0 mm
Risoluzione minima 0,1 mm/0,01 mm
- Distanze
Risoluzione minima 1 cm/1 mm
Portata con stadia invar 2 m ~ 60 m
Tempo di misura 4 s

7.2. “Indicatori a microprocessore”

Gli indicatori a microprocessore sono realizzati con tecnologia di montaggio SMT.

Gli strumenti si compongono di una interfaccia operatore protetta con una membrana (che garantisce una protezione frontale IP65) e costituita da 3 tasti ed un display a 4 cifre.



indicatore a microprocessore

La sezione dell'ingresso della variabile visualizzata prevede la possibilità di collegare i più svariati tipi di sensori:

- Termocoppie;
- Termoresistenze;
- Termistori;
- Segnali lineari.

7.3. “Trasduttori rettilinei di posizione”

I trasduttori rettilinei di posizione garantiscono un'eccellente stabilità, una compensazione in temperatura e risoluzione virtualmente infinita. Il segnale ha una eccezionale linearità sull'intero campo di misura.

Questi sensori sono compatibili con tutti gli indicatori estensimetrici reperibili in commercio.

I settori di applicazione sono la ricerca, il controllo di processo e di qualità.



trasduttori rettilinei di posizione

Principali caratteristiche tecniche:

- | | |
|----------------------------|------------------------|
| • Campi di misura: | 5, 10, 25, 50 e 100 mm |
| • Linearità: | ± 0,05 % circa |
| • Velocità max di spostam. | 10 m/s |
| • Risoluzione: | infinita |
| • Campo di temperatura | -30 °C ÷ + 100 °C |
| • Cavo schermato a 3 poli | |
| • Grado di protezione IP60 | |