



POLITECNICO DI MILANO
AREA TECNICO EDILIZIA

Piazza Leonardo da Vinci, 32 – 20133 MILANO

Cod. lav. 823_10

**Restauro, ristrutturazione e adeguamento normativo dell'Edificio 4 del
Campus Leonardo – sede del D.I.I.A.R. – Lotto 1**

PROGETTO ESECUTIVO
OPERE STRUTTURALI

Responsabile del Procedimento: arch. Riccardo Licari - A.T.E.

Responsabile del Progetto: ing. Gianluca Noto – A.T.E.

Progetto opere civili e strutture: Studio Tecnico Associato Brambilla Colombo
ing. Maurizio Colombo ®
ing. Ferdinando Brambilla
arch. Adriana Campanile
ing. Marco Solari

Progetto Impianti Meccanici: ing. Giuseppe Maddaloni

Progetto Impianti Elettrici ing. Fabio Innao – A.T.E.

**Coordinatore per la sicurezza
in fase di progettazione:** arch. Diana Bruno – A.T.E.

Verifiche acustiche ing. Michele Damiano Vivacqua

Tipo documento							n° documento				titolo documento		
P	E	.	D	.	O	S	-	0	1	.	R	1	RELAZIONE DI CALCOLO
Emissione							09 gennaio 2012						
Revisione 1							20 maggio 2012						
Nome file							PE_D_OS_001_0_R1_RELAZIONE_DI_CALCOLO.pdf						
Redatto					Verificato					Approvato			
Studio B.C.					M.C.					G.N.			

INDICE

1	RELAZIONE ILLUSTRATIVA	4
1.1	Generalità.....	4
1.2	Edificio esistente	4
1.3	Strutture esistenti	5
1.4	Intervento a progetto definitivo – Complessivo	6
1.5	Intervento a progetto esecutivo – 1° lotto.....	7
1.5.1	Fondazioni.....	7
1.5.2	Strutture portanti verticali e scale.....	8
1.5.3	Orizzontamenti esistenti.....	9
1.5.4	Nuovi orizzontamenti.....	10
1.5.5	Coperture.....	11
2	NORMATIVA E CLASSIFICAZIONE DELLA STRUTTURA	13
2.1	Normativa Adottata.....	13
2.2	Classificazione dell'Intervento	13
2.3	Classificazione Sismica.....	13
3	MATERIALI E TERRENI	15
3.1	Materiali.....	15
3.1.1	Calcestruzzi per fondazioni e muri controterra	15
3.1.2	Calcestruzzi per pilastri e muri interni	15
3.1.3	Calcestruzzi per solette e getti lamiera collaborante	15
3.1.4	Acciai in tondo per opere in c.a.....	15
3.1.5	Acciai per profili metallici	15
3.1.6	Acciai per piatti e piastre.....	15
3.1.7	Bulloneria corrente.....	15
3.1.8	Legno lamellare.....	15
3.2	Terreni in sito.....	16
4	RELAZIONE DI CALCOLO	18
4.1	Modellazione e Analisi della Struttura	18
4.1.1	Modello a EF.....	18
4.1.2	Analisi statica lineare e sismica statica equivalente	20
4.2	Indagini e Rilievi.....	21

4.2.1	Indagini sulle caratteristiche della muratura	21
4.2.2	Prove di Carico.....	23
4.2.3	Campagna d'indagine sulle caratteristiche strutturali	25
4.3	Carichi Statici di Progetto	25
4.3.1	Pesi proprio orizzontamenti	25
4.3.2	Sovraccarichi permanenti	26
4.3.3	Sovraccarichi accidentali.....	27
4.3.4	Sovraccarichi da neve.....	27
4.4	Combinazioni di Carico	28
4.4.1	Combinazioni statiche	28
4.4.2	Combinazioni sismiche	28
4.5	Verifiche degli Elementi Strutturali	29
4.5.1	Resistenza al Fuoco delle Strutture	30
4.5.2	Verifica deformazioni (combinazioni sismiche in esercizio SLO)	31
4.5.3	Verifica resistenza murature (combinazioni statiche SLU).....	32
4.5.4	Verifica murature agli appoggi dei nuovi profili metallici.....	33
4.5.5	Verifica resistenza murature (combinazioni sismiche ultime allo SLV).....	34
4.5.6	Verifica cinematici rigidi – Meccanismi locali di collasso SLV	37
4.5.7	Verifiche elementi in C.A. – Combinazioni SLU e SLE	42
4.5.8	Verifiche elementi di fondazione in C.A. – Combinazioni SLU	47
4.5.9	Verifiche profili in acciaio – Combinazioni SLU e SLE	49
4.5.10	Verifiche travi composte acciaio-calcestruzzo	56
4.5.11	Verifiche elementi lignei – Copertura principale	64
4.6	Allegati.....	66
	Allegato 1 - Spettri di risposta sismica di progetto SLV e SLO	67
	Allegato 2 - Modello a EF	70
	Allegato 3 - Verifica al fuoco - Nuovi solai in lamiera e soletta in c.a.....	73
	Allegato 4 - Verifiche di resistenza maschi murari – Presso-flessione e taglio.....	75
	Allegato 5 - Verifiche meccanismi locali di collasso delle murature	88
	Allegato 6 - Verifiche elementi in c.a. SLU e SLE	95
	Allegato 7 - Verifiche profili metallici – Flessione e taglio	108
	Allegato 8 - Verifiche travi composte acciaio-calcestruzzo	117
	Allegato 9 – Verifiche capriate lignee – Capriata 1 – Deformate e Sollecitazioni	126
	Allegato 10 – Dati Input e Output modello di calcolo- CD Allegato	128

1 RELAZIONE ILLUSTRATIVA

1.1 GENERALITÀ

Oggetto della presente relazione sono le opere strutturali nell'ambito della ristrutturazione dell'edificio 4 del Campus Leonardo del Politecnico di Milano. In particolare quanto segue è relativo al 1° lotto dell'intervento di ristrutturazione, limitato solo ad alcune parti dell'edificio.

L'edificio è stato edificato alla fine degli anni '20 e nel corso della sua storia ha subito diverse modifiche e rimaneggiamenti, comprese la sopraelevazione di alcune parti e la creazione di nuovi corpi di fabbrica interconnessi alle strutture originarie.

1.2 EDIFICIO ESISTENTE

Il caseggiato è, nel complesso, approssimativamente inscritto in un rettangolo di dimensioni 80.0×45.0 m disposto in direzione nord-sud; le parti in cui è suddiviso sono:

- Un corpo principale, di forma approssimativamente quadrata, lato circa 45.0m, che si sviluppa a corte su un cortile interno al centro del quale sorge un camino in muratura alto 50m (la ciminiera). Questa parte consta di un piano seminterrato e due piani fuori terra con piano sottotetto accessibile, con l'eccezione dell'ala est nella quale è stata realizzata una sopraelevazione di un piano. Nell'ala sud sono presenti una scalinata d'onore aperta sul giardino interno e due aule di grandi dimensioni, che aggettano centralmente in direzione sud rispetto ad un ipotetico quadrato che circonda l'edificio. Le altre tre ali sono adibite principalmente ad uffici con aule di dimensioni inferiori al piano terreno; al piano interrato sono situati locali impianti e laboratori. Ai quattro angoli della corte sono presenti quelle che nel seguito verranno chiamate "torrette", identificabili con i punti cardinali, di forma quadrata di lato ~9.00m, delimitate sui 4 lati da maschi in muratura, con copertura a doppio padiglione.
- Un corpo a nord di forma rettangolare (47.0×10.5 m) allungato in direzione trasversale parallelamente alla via Bonardi; consta di un piano seminterrato ed un piano fuori terra, con copertura a doppia falda simmetrica. Sul lato nord sono presenti due corpi più piccoli, ai lati di un cortile centrale da cui si accede da via Bonardi. Rispetto al filo del resto dell'edificio, questo corpo è aggettante in direzione est, dov'è presente un accesso carrabile dal cortile interno del Politecnico.
- Due elementi di collegamento di forma rettangolare situati tra i due edifici appena descritti. Sono disposti lateralmente e collegano le torrette nord-est e nord-ovest con il corpo su via Bonardi; constano di un piano seminterrato e di due piani fuori terra.
- Tra il corpo principale, quello su via Bonardi e i due di collegamento, era situato in passato un locale caldaie interrato con copertura vetrata. Al suo posto, alla fine degli anni '90 è stato edificato un nuovo edificio ad uso uffici, a due piani fuori terra, rastremato sui lati nord e sud e collegato agli esistenti sui lati est e ovest. Di questa porzione è prevista la demolizione da effettuarsi nell'ambito dei successivi lotti di intervento.
- Un corpo a nord-ovest, realizzato negli anni '60 collegato al nucleo originario mediante la ristrutturazione della parte terminale del lato ovest, che ha visto lo spostamento in avanti della relativa porzione di facciata e l'inserimento di un vano scala per collegare gli impalcati a quote differenti.

1.3 STRUTTURE ESISTENTI

La tipologia costruttiva dell'edificio è simile a quella degli altri edifici coevi del Campus Leonardo. Le caratteristiche tipologiche dei vari elementi sono state determinate mediante una accurata campagna di indagini, come riportato in sede di relazione generale. Nel seguito si riassumono le caratteristiche dei principali elementi.

▪ Fondazioni

Le fondazioni sono in calcestruzzo non armato, del tipo a trave continua e presentano allargamenti modesti rispetto alle murature soprastanti (dell'ordine dei 5/10cm). Nel corpo principale dell'edificio sono impostate alla quota -4.50m dalla quota di calpestio del piano rialzato, in corrispondenza della quale è stato posto lo zero di progetto, con abbassamento rispetto al piano finito di interrato di circa 1.00m. Nel corpo su via Bonardi sono impostate alla quota -4.30m, con abbassamento rispetto al piano finito di interrato di circa 0.80m.

Eccezione a questa tipologia è costituita dalla fondazioni del corpo di fabbrica più recente realizzato al posto del vecchio locale caldaie, che presenta una struttura portante a telaio con pilastri in c.a. Le fondazioni sono realizzate con travi continue in c.a. di larghezza variabile 70÷130cm e altezza ~40cm.

Nell'ala sud del corpo principale, al di sotto delle aule, sono invece presenti quattro plinti in c.a. che costituiscono le fondazioni per quattro pilastri su quali è impostata la soletta dell'aula a piano 1°.

▪ Murature ed elementi portanti verticali

Le murature di interrato perimetrali controterra, di spessore variabile 50÷60cm, sono in calcestruzzo.

Le murature interne di interrato, tutte le murature di elevazione, così come i pilastri di facciata e interni della corte principale, sono realizzati in mattoni pieni. I maschi hanno spessore variabile, partono dai 60÷70cm all'interrato e si rastremano salendo ai piani superiori.

La corte interna è realizzata con pilastri in muratura; anch'essi si rastremano nel passaggio dal piano terra al piano primo.

Come anticipato, nell'ala sud, all'interno dell'aula a piano terra e all'interrato, sono presenti 4 pilastri in c.a. che sostengono il solaio di calpestio dell'aula a piano primo, realizzata durante uno degli interventi di ristrutturazione di cui è stata oggetto la struttura. I pilastri sono larghi 35cm e hanno lunghezza e forma variabili.

I pilastri in c.a. dell'edificio interno realizzato negli anni '90 hanno dimensioni 50×30cm al piano interrato e 45×30cm al piano terra e al piano 1°.

▪ Orizzontamenti

Al piano rialzato sono presenti due diverse tipologie di orizzontamenti: volte in mattoni pieni di spessore variabile ordite nelle due direzioni e solette in c.a. disposte a volta con arco molto ribassato, di altezza ~15cm sorrette da travi ribassate in c.a.. Le travi sono larghe 20÷25cm e hanno ribasso variabile da 20 a 60cm.

I solai di piano 1° del corpo principale sono realizzati in latero-cemento ed hanno altezza variabile 20÷24cm con caldana da 4cm e alleggerimento in pignatte. I solai in alcuni casi coprono l'intera luce tra gli allineamenti murari, ma più spesso sono posti in direzione trasversale e poggiano su travi ribassate in c.a. larghe 25cm e con ribasso di altezza 45cm.

I solai di piano 1° dei corpi di collegamento con via Bonardi sono invece realizzati con soletta piena alta 20cm e travi ribassate larghe 25cm e alte 40cm a passo 130cm.

Il solaio di sottotetto del corpo principale è realizzato analogamente a quello di piano 1°, in latero-cemento ($h=17\text{cm}$ con caldana da 5cm) con travi ribassate in c.a.

▪ **Coperture**

La struttura a copertura a doppia falda del corpo principale dell'edificio è realizzata con capriate lignee in semplice appoggio. Le terzere e l'orditura secondaria sono anch'esse in legno. Fa eccezione la copertura a padiglione dell'aula nell'ala sud dell'edificio, realizzata con capriate in c.a. su cui poggia un solaio in latero-cemento.

La copertura del corpo su via Bonardi è realizzata con capriate in c.a. che portano un solaio in latero-cemento di altezza 12cm . In posizione centrale è presente un lucernario di larghezza $\sim 2.0\text{m}$ attualmente coperto. La struttura della copertura a padiglione dei due corpi secondari su via Bonardi è invece in legno.

Le coperture dei due corpi di collegamento tra corte centrale e via Bonardi è piana, realizzata con un solaio in latero-cemento di altezza 35cm , con caldana da 5cm e alleggerimento in pignatte da 30cm . Sul caseggiato a est, sopra il solaio, è attualmente presente una struttura a muricci che sostiene una copertura in falda poco inclinata realizzata in lamiera.

1.4 INTERVENTO A PROGETTO DEFINITIVO – COMPLESSIVO

L'intervento a progetto definitivo prevede la ristrutturazione dell'intero complesso con radicali interventi architettonici e impiantistici in gran parte dei locali. Limitatamente alle strutture, l'intervento, per sommi capi, è articolato come segue:

▪ **Demolizioni e ripristini**

- Demolizione del sopralzo dell'ala est del corpo principale e ripristino dell'andamento originario della copertura.
- Demolizione del corpo di fabbrica realizzato negli anni '90, con mantenimento della parte interrata, e realizzazione di un cortile a piano terreno.
- Demolizione dei soppalchi esistenti di limitata estensione al piano terra e al piano primo dell'edificio principale.
- Demolizione del solaio di sottotetto in tutto il corpo centrale ad esclusione dell'ala sud non oggetto di intervento. La funzione di diaframma rigido di tale orizzontamento verrà ripristinata con il rifacimento delle capriate e di tutta la struttura lignea della copertura, che viene appositamente progettata a tale scopo e collegata alle strutture esistenti.
- Demolizione o rifacimento di porzioni di solai, anche di dimensioni rilevanti, in diverse zone del caseggiato, a seguito principalmente di dismissione di apparecchiature impiantistiche di grandi dimensioni. Apertura di cavedi nei solai esistenti e nei voltini delle murature per il passaggio di tubazioni e impianti.

▪ **Nuovi orizzontamenti**

- Realizzazione di un nuovo piano calpestabile ad uso uffici, come soppalco del piano primo del corpo principale. Il nuovo piano verrà realizzato in tutta la corte principale con l'eccezione dell'ala sud e delle aule.
- Realizzazione di un nuovo piano calpestabile ad uso uffici e laboratori, come soppalco del piano terra dell'ala bonardi. Il piano verrà realizzato nella porzione ovest del caseggiato per approssimativamente metà della sua estensione in pianta; il nuovo orizzontamento verrà realizzato anche in uno dei due corpi secondari prospicienti via bonardi, previa demolizione del

soppalco esistente ad una quota differente. Il soppalco esistente nell'altro corpo secondario sarà invece mantenuto ma verrà demolita la scala di accesso esistente che verrà rifatta a struttura metallica.

- **Nuovi vani scale e ascensori**
- Realizzazione di un nuovo vano ascensore e di una scala metallica nella torretta nord-est, nella quale verranno demoliti e ricostruiti integralmente o in parte i vari orizzontamenti.
- Realizzazione di due nuove scale metalliche nell'ala sud, in posizione simmetrica rispetto alla scalinata aperta e rifacimento dell'ascensore esistente.
- Realizzazione di un nuovo vano ascensore e di una scala metallica all'estremità ovest dell'ala Bonardi.
- Realizzazione di una nuova scala metallica esterna nel cortile di nuova realizzazione di accesso al nuovo piano soppalcato di via Bonardi.
- Realizzazione di una intercapedine esterna su tutto il fronte sud dell'edificio con relativa scala di accesso.

1.5 INTERVENTO A PROGETTO ESECUTIVO – 1° LOTTO

L'intervento descritto sopra è stato articolato in lotti di realizzazione successivi. La presente relazione di calcolo è relativa al progetto esecutivo del solo 1° lotto, che interessa le seguenti aree dell'edificio (si fa riferimento agli interventi di tipo strutturale, in quanto alcune aree di seguito descritte saranno lasciate a rustico):

- Al piano seminterrato, l'ala Bonardi a nord, la torretta nord-est, il corpo di collegamento a est tra i due e la porzione centrale del seminterrato dell'edificio realizzato negli anni '90 tra quelli esistenti, nel quale verrà realizzato un locale per impianti.
- Al piano rialzato, l'ala est della corte principale, la torretta nord-est, l'edificio di collegamento a est e l'ala Bonardi dove verrà realizzato il soppalco.
- Al piano primo, l'ala est della corte principale e le torrette nord-est e sud-est dove verrà realizzato il soppalco oltre al corpo di collegamento est.
- Verrà inoltre demolito il solaio di sottotetto e rifatta la struttura della copertura dell'ala est e delle torrette adiacenti dell'edificio principale.

Nel seguito vengono descritti nel dettaglio i vari interventi strutturali nell'ambito del 1° lotto dei lavori. Si rimanda agli elaborati grafici per una completa presa visione.

1.5.1 Fondazioni

Ad eccezione dell'edificio più recente, ex locale caldaie, dov'è già presente, in tutte le zone di piano seminterrato oggetto di intervento verrà realizzato un **vespaio areato** di altezza complessiva 50cm, così composto: 10cm di magrone, igloo da 35cm e cappa in c.a. da 5cm. Il piano di posa sarà a circa 75cm dal piano finito di calpestio.

Verrà inoltre realizzato un **cunicolo per impianti** interrato che parte dal corpo di collegamento intermedio e attraversa per intero l'ala Bonardi fino al corpo situato a nord-ovest. Il cunicolo avrà una larghezza netta pari a 120cm, sarà alto 70cm e avrà una struttura scatolare in c.a. con base e pareti larghe 15 cm e copertura in tavelloni ($h=6\text{cm}$) e cappa collaborante ($h=5\text{cm}$) complanare al vespaio. Il piano di posa sarà a circa 130cm dal piano finito di calpestio del seminterrato.

La **torretta nord-est** sarà oggetto di un radicale intervento strutturale a tutti i livelli per la creazione all'interno di esso di un **vano ascensore e di un vano scala** con muri portanti in c.a.. Le fondazioni saranno composte da un graticcio di travi continue spinate alle estremità sui 4 lati ai dadi di fondazione delle murature esistenti.

Le travi sono alte 40cm e poggiano su uno strato di calcestruzzo magro da 10cm; il piano di posa è posto 75cm al di sotto del piano di calpestio finito. Verranno realizzate due travi principali di larghezza 50cm al di sotto degli allineamenti principali dei muri del vano ascensore e 4 cordoli trasversali di irrigidimento di larghezza 60÷85cm.

La fossa ascensore ha dimensioni nette interne 225×195cm, pareti laterali di larghezza 30cm e basamento alto 40cm posto su uno strato di calcestruzzo magro 10cm. Il piano di posa è posto a 200cm dal piano finito.

All'estremità ovest dell'ala Bonardi verrà realizzata la **predisposizione per un futuro vano scale e ascensore** da realizzare in un lotto successivo. La fossa ascensore è analoga a quella appena descritta con dimensioni nette interne 220×190cm, pareti laterali di larghezza 30cm, basamento alto 40cm e piano di posa posto a 200cm dal piano finito.

Ai lati della fossa verranno realizzati dei cordoli alti 40cm con piano di posa a 75cm dal piano finito, spinati ai dadi delle fondazioni esistenti; tali cordoli costituiranno la fondazione della futura scala a struttura metallica e di un futuro muro in c.a. a sostegno della stessa.

Sempre nell'**ala Bonardi** verranno **rinforzate le fondazioni** dei maschi in corrispondenza dei quali graveranno i profili principali del nuovo soppalco. Verranno quindi realizzati dei plinti, spinati al dado di fondazione in corrispondenza dei ringrossi esistenti sui maschi in oggetto. I plinti saranno alti 45cm e avranno dimensioni in pianta 95×240cm, posati al solito su 10cm di magrone. Il piano di posa è posto 80cm al di sotto del piano finito del seminterrato. Ad essi verrà collegata la carpenteria metallica di collegamento ai profili di rinforzo delle murature, descritti nel paragrafo relativo.

Un intervento analogo in fondazione non si rende necessario per il soppalco della corte principale in quanto in questa zona, l'incremento dei carichi statici dovuto al soppalco è ampiamente compensato dalla riduzione dovuta alla demolizione di due solai: un piano attualmente adibito ad uffici ed il sottotetto esistente.

Nell'**interrato dell'edificio di più recente costruzione**, sorto nel locale macchine tra gli edifici originari, verrà realizzata una struttura metallica e un tamponamento in blocchetti vibrocompressi in cls all'interno del quale verranno alloggiati degli impianti per il trattamento dell'aria. In gran parte le nuove strutture verranno poggiate direttamente sulle fondazioni esistenti, che come detto sono del tipo a trave continua in c.a. alte ~40cm. Dove queste non sono presenti, il muro in blocchetti sarà fondato su dei **nuovi cordoli** di dimensioni 40×40cm, complanari alle fondazioni esistenti.

All'estremità est dell'ala Bonardi verrà realizzata una **nuova bocca di lupo** in c.a.; avrà dimensioni in pianta 2.00×1.00m e profondità 2.50m. le pareti avranno spessore 20cm e la soletta alla base 30cm; sia le pareti perimetrali che il basamento verranno spinati alla muratura perimetrale esistente.

1.5.2 Strutture portanti verticali e scale

Come anticipato, all'interno della **torretta di nord-est** verranno realizzati un **nuovo vano ascensore, vano scale e un cavedio** per impianti. Il vano ascensore è delimitato da due setti in c.a. di spessore 20cm e un setto perpendicolare di spessore 15cm. I setti proseguono oltre il vano ascensore a delimitare il cavedio impianti e il vano scale e forniscono l'appoggio, ai vari piani, ai campi di solaio di nuova realizzazione, allo sbarco delle scale e dell'ascensore e alle porzioni di solaio esistente che vengono tagliate e preservate. Su due lati, il terminale dei setti viene spinato alle murature perimetrali esistenti.

L'extracorsa dell'ascensore prosegue oltre il solaio di sottotetto di nuova realizzazione per ~1.00m e fornisce l'appoggio per i puntoni lignei in falda con cui è realizzata l'orditura primaria della copertura in questa zona.

Nell'**interrato del corpo di fabbrica** realizzato negli **anni '90**, come detto, verrà realizzata una **struttura di presidio** per delle apparecchiature impiantistiche. Verranno installati 7 telai metallici a distanza variabile, realizzati con montanti HEB200 e traversi pure HEB200 con luce pari a ~6.50m. Sui traversi verrà disposta una lamiera metallica sp. 10/10 con la doppia funzione di proteggere i macchinari durante la demolizione della parte in elevazione dell'edificio, prevista durante l'ultimo lotto della ristrutturazione, e fungere da cassero per il getto del futuro solaio di calpestio per il cortile in progetto.

In corrispondenza dei profili principali dei nuovi soppalchi verranno realizzati dei **telai metallici verticali** mediante l'inserimento di profili incassati alle murature o semplicemente tassellati ad esse, adeguatamente accoppiati e/o calastrellati. Scopo dell'intervento è irrobustire le murature nei confronti dei nuovi carichi verticali introdotti e garantire un migliore comportamento nei confronti dell'assorbimento di azioni orizzontali

Per quanto riguarda il **soppalco del corpo principale** i profili si estenderanno dal solaio di piano 1° al livello di imposta delle capriate della copertura e saranno costituiti da due angolari fresati nella murature est, quattro angolari calastrellati in corrispondenza dei pilastri interni ed un piatto tassellato alla muratura posta sulla corte interna; gli inserti metallici delle due murature perimetrali si estenderanno tra il solaio di piano primo e la copertura, mentre per i pilastri interni si fermeranno a livello del nuovo soppalco.

Per il **soppalco nell'ala di via Bonardi** i profili vengono impostati al livello delle fondazioni e proseguono al piano rialzato fino al soppalco; sia alla base che in sommità, compreso l'attraversamento del solaio di p. rialzato su via Bonardi, i profili sono collegati agli orizzontamenti con una specifica carpenteria metallica.

All'interno della **torretta nord-est** verrà realizzata una **scala** di servizio a struttura metallica. I cosciali inclinati delle rampe (larghezza 120cm) saranno realizzati con piatti di spessore 15mm e altezza 270mm. Le pedate dei gradini sono in pietra, al di sotto delle quali, così come sulle alzate è disposta una lamiera microforata, sorretta da tubolari trasversali 40×40×3mm. I pianerottoli intermedi sono realizzati con struttura analoga, con piatti portanti di spessore 15mm alloggiati tramite scassi nelle murature e piano di calpestio in pietra.

Al piano terra di **via Bonardi** verrà inoltre realizzata una **scala di collegamento** agli uffici presenti sul soppalco di uno dei due corpi secondari che viene mantenuto. La scala attualmente presente non è a norma e viene demolita. Per consentire la realizzazione della nuova scala, parte del soppalco viene demolita riducendone la superficie utile. La scala ha struttura simile a quella descritta, con cosciali in piatti 15×270mm. In corrispondenza del pianerottolo intermedio è presente un montante tubolare quadro 100×100×12mm.

Sempre al piano terra di via Bonardi, all'estremità est, verrà realizzata una **rampa rimovibile** a struttura metallica con scaletta pedonale, per coprire il dislivello di circa 65cm esistente tra l'area di accesso carrabile e il corpo principale dell'edificio.

1.5.3 Orizzontamenti esistenti

Il **solaio di piano rialzato** è oggetto di **molti rimaneggiamenti**.

Nell'**ala Bonardi** verrà demolita gran parte della prima campata in direzione ovest per realizzare la predisposizione per il vano scala ascensore da realizzare nei successivi lotti. In altri punti del solaio dell'ala Bonardi si procederà inoltre alla chiusura di cavedi esistenti; in particolare all'estremità est del

solaio, la demolizione di tre basamenti in calcestruzzo di grandi dimensioni che fornivano l'appoggio a macchinari ormai dismessi, comporterà il rifacimento di tre campi di volta per circa la metà della loro estensione. Le nuove volte verranno realizzate in c.a. con spessore e andamento analogo alle originali. Le travi ribassate verranno per quanto possibile conservate, con l'eccezione di una trave secondaria nell'ultima campata a est, che verrà anch'essa ricostruita con le dimensioni originali.

Il solaio della torretta nord-est verrà interamente demolito per consentire la costruzione dei muri del vano scala-ascensore. Verrà **ripristinato** con una soletta in c.a. piana di spessore 25cm che poggia sui muri perimetrali in muratura e sui nuovi muri in c.a.

Verranno inoltre **chiuse tre forometrie** di grandi dimensioni, attualmente presenti nella volta in mattoni con cui è realizzato il **solaio dell'ala est** del corpo principale. Le porzioni di volta verranno chiuse con volte in c.a. di pari spessore spinute sui 4 lati alla volta in muratura. Per ripristinare un'adeguata monolicità delle volte, nelle zone interessate dall'intervento, verrà inoltre realizzata, all'estradosso, un cappa di rinforzo in c.a. di spessore 5cm resa solidale alla parte in muratura tramite spinotti metallici diffusi a maglia 40×40cm.

Al piano 1°, il solaio della torretta nord-est viene parzialmente demolito per circa i 2/3 della sua estensione, sempre per consentire la creazione del vano scala. Il piano di calpestio nella parte demolita viene **ripristinato** con una soletta piena in c.a. di spessore variabile 20÷25cm. Le travi principali ribassate della porzione di solaio mantenuta, vengono tagliate e alloggiate in apposite tasche da prevedere all'interno del nuovo muro in c.a. del vano ascensore.

Viene inoltre aperto un **cavedio impianti nella torretta di sud-est** (dimensioni circa 190×70cm), con conseguente rifacimento di una porzione di solaio adiacente, che viene ripristinato con una soletta piena sp. 20cm.

Previo demolizione del piano soppalcato sull'ala est, il **solaio di sottotetto** in latero-cemento viene **interamente demolito** in tutta la zona oggetto di intervento, che si ricorda essere l'ala est e le torrette sud-est e nord-est. A questo livello **nella torretta nord-est viene realizzato un nuovo orizzontamento** con una soletta piena di spessore 20cm ad una quota superiore rispetto all'esistente. Alle estremità, in corrispondenza delle pareti perimetrali, la soletta viene inclinata in modo da non alzare le murature e consentire quindi l'appoggio della copertura in falda.

Analogamente vengono **demoliti** i solai di sottotetto attualmente presenti nei **due corpi secondari laterali prospicienti via Bonardi**.

1.5.4 Nuovi orizzontamenti

I nuovi solai verranno realizzati con struttura composta acciaio-calcestruzzo; sull'orditura di profili metallici principale e secondaria verrà disposta una lamiera metallica collaborante di altezza 55mm e sp. 10/10 in direzione perpendicolare a quest'ultima con soletta in c.a. di altezza 5.5cm (il pacchetto strutturale completo risulta pertanto di altezza pari a 11cm). I profili verranno resi collaboranti alla soletta in c.a. con connettori a piolo Nelson $\Phi 19$ mm alti 90mm; i pioli sono disposti a quinconce a passo 20cm sui profili principali e a passo 60cm sui secondari (uno ogni quattro greche della lamiera).

Per il **soppalco del corpo principale dell'edificio**, le membrature principali saranno costituite da profili HEA360 o IPE360 a distanza variabile da ~2.70m a ~3.50m.

Nella **porzione centrale dell'ala est** i profili IPE360 poggiano sulla muratura perimetrale esterna e sulla pilastrata centrale, mentre proseguono a sbalzo in direzione della pilastrata perimetrale della corte interna, dalla quale sono distanziati di circa 60cm; il collegamento a quest'ultima è realizzato con tubolari quadri posti in opera al termine delle operazioni di getto dei solai; in questo modo, la quota parte di carico verticale trasmessa alle murature è quasi trascurabile e nello stesso tempo si conferisce alla muratura un

vincolo orizzontale. I pilastri intermedi, che attualmente arrivano al livello del solaio di sottotetto verranno demoliti nella parte superiore al soppalco e cerchiati con profili angolari sui 4 spigoli e calastrellati, come descritto in precedenza, in quella inferiore.

Sui lati, **nelle zone delle torrette**, i profili principali sono in semplice appoggio, posati direttamente sui maschi in muratura.

I profili secondari sono HEA160 a passo variabile 1.40÷1.50m. Sulle pareti perimetrali, in corrispondenza delle aperture, il solaio è arretrato di 60cm dal filo delle murature e lo spazio rimanente è chiuso con una vetratura; in queste tratti la lamiera viene chiusa con un profilo a L 75×110×10.

Per il **soppalco del corpo su via Bonardi**, le membrature principali saranno costituite da profili HEA400 a distanza variabile da ~3.75m a ~4.50m. All'estremità del soppalco in direzione est, la necessità di realizzare una porzione di solaio più bassa per consentire l'accesso dalla scala esterna del cortile in progetto nell'ultimo lotto, ha portata ad abbassare due profili principali: verranno pertanto utilizzati due profili HEB400, ovviamente non collaboranti in quanto per gran parte della loro estensione la soletta in lamiera grecata è posta ad una quota superiore.

I profili secondari sono HEA180 a passo pari a ~1.40m.

Analogamente all'altro solaio, nei tratti dove il soppalco è arretrato in corrispondenza delle finestre, la soletta è chiusa con un profilo a L 75×110×10.

Il soppalco verrà prolungato **anche in uno dei due corpi secondari prospicienti a via Bonardi**, previa demolizione di quello esistente, a quota inferiore rispetto a quello in progetto: in questa zona verranno disposti profili principali HEA220 e secondari HEA160. All'estremità ovest del soppalco verrà lasciata una forometria, come predisposizione per un vano scala-ascensore da realizzare in un lotto successivo.

Infine, per entrambi i soppalchi, nei tratti dove la lamiera arriva a filo delle pareti viene realizzato un appoggio con profili tassellati alla muratura; vengono utilizzati profili UNP160 per il soppalco principale e UNP180 per il soppalco Bonardi.

1.5.5 Coperture

In tutta la **zona del corpo principale oggetto di intervento**, la struttura della copertura lignea viene rimossa e ricostruita in legno lamellare. Le nuove capriate avranno conformazione e pendenze uguali alle esistenti ma membrature adatte ai carichi imposti dalla normativa attuale: puntoni 20×30cm, catena alla base 20×23cm e monaco e saette 16×16cm.

La trave di colmo e le terzere hanno sezione 16×20cm e sono disposte a passo pari a circa 1.50m. Le terzere vengono disposte in posizione complanare ai puntoni delle capriate, allineate all'estradosso, in modo da realizzare un efficace controvento di falda appositamente progettato per fare le veci del solaio di sottotetto in latero-cemento demolito. Con la stessa finalità sono stati progettati i nodi in carpenterie metallica di base delle capriate, in grado di trasferire efficacemente l'azione di controvento delle falde alle murature perimetrali.

Per prevenire lo svergolamento laterale delle catene, sono stati inseriti in mezzera dei puntoni metallici 80×160×12 tra una capriata e l'altra e collegati alle murature perimetrali.

La copertura a doppio padiglione della **torretta di sud-est** sarà realizzata con due capriate complanari disposte sulle due diagonali. Verranno comunque disposti i puntoni metallici complanari alle catene in direzione perpendicolare, collegati con carpenteria metallica alle murature perimetrali e ammortate tramite scassi in quelle interne.

Grazie all'efficace contenimento delle spinte offerto dal nuovo solaio di sottotetto, nella **torretta nord-est** non vengono realizzate capriate, e l'andamento dei compluvi e dei displuvi delle falde viene ricostruito con puntoni, sempre in legno lamellare.

Il solaio in latero-cemento in falda che realizza la copertura del **padiglione Bonardi** presenta uno stato di conservazione non perfetto ed eccessive deformazioni. Si è quindi provveduto al suo rinforzo con l'inserimento di due profilati rompitratta UPN160 accostati; questi andranno disposti in corrispondenza della mezzeria delle campate e vincolati alle travi in c.a. della copertura e al cordolo di testa perimetrale, a mezzo di una carpenteria metallica. In corrispondenza del corpo di collegamento est verrà inoltre realizzato un passaggio per delle tubazioni per il trattamento dell'aria; il bilancino viene creato con l'inserimento di profili HEA160.

La copertura a padiglione dei due **corpi secondari su via Bonardi** è in legno e se ne prevede la rimozione e il completo rifacimento. L'orditura principale sarà realizzata con puntoni in legno lamellare 22×26cm; l'orditura secondaria verrà ripristinata come quella originale.

Sulla **copertura del corpo di collegamento est** verranno installati degli impianti per il raffrescamento, previa rimozione dell'attuale sovrastruttura in muricci e lamiera metallica in falda. Le attrezzature impiantistiche verranno impostate su profili HEA220 a passo 1.45m, che lavoreranno in semplice appoggio da una muratura perimetrale all'altra, poggianti su un cordolo in c.a. realizzato allo scopo. Sui profili verrà poi disposto un grigliato metallico pedonale per agevolare l'accesso durante le operazioni di manutenzione.

Verrà infine realizzata un'apertura (dimensioni 180×90cm) all'estremità del solaio attraverso la quale passeranno le tubazioni dirette dai macchinari in copertura al padiglione Bonardi. Per realizzarla verrà posto in opera un bilancino composto da un profilo principale HEB280 in direzione parallela al solaio e due profili trasversali HEA120.

2 NORMATIVA E CLASSIFICAZIONE DELLA STRUTTURA

2.1 NORMATIVA ADOTTATA

La normativa tecnica di riferimento per il dimensionamento e la verifica delle strutture è la seguente:

- **D.M. 14-01-2008** “Nuove norme Tecniche per le Costruzioni”
- **Circolare** Ministero Infrastrutture e Trasporti **02-02-2009 n°617** “Istruzioni per l’Applicazione delle Nuove norme Tecniche per le Costruzioni”

Per quanto non espressamente specificato nelle norme, in accordo col Cap. 12 del D.M. stesso, si è fatto riferimento ad altri documenti tecnici di comprovata validità, in particolare:

- **Eurocodici strutturali** pubblicati dal CEN con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali
- **Norme UNI EN** armonizzate

Per quanto riguarda la progettazione per carichi da incendio e la resistenza al fuoco si è fatto esplicito riferimento al D.M. 16-02-2007, in vigore in regime di transitorio in attesa del passaggio agli Eurocodici previsto dalle NTC.

2.2 CLASSIFICAZIONE DELL'INTERVENTO

In base alla classificazione del paragrafo 8.4 del D.M. 14-01-2008 riguardante gli interventi strutturali su costruzioni esistenti, l'intervento a progetto è classificabile come **intervento di adeguamento**, per il quale è quindi necessario conseguire i livelli di sicurezza previsti dalla normativa vigente. In particolare, l'intervento di realizzazione dei soppalchi, rientra nel punto b) del par. 8.4.1 in quanto costituisce un ampliamento della costruzione mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione stessa.

Di conseguenza, per il progetto è stato fatto riferimento all'intera costruzione e le verifiche sono state condotte sull'intera struttura post intervento.

2.3 CLASSIFICAZIONE SISMICA

Ai fini della definizione dell'azione sismica, la struttura in oggetto viene classificata come segue:

- | | | | | |
|---------------------|------------------------------|---|---------------------|--------------------|
| ▪ TIPO 2 | (Opere ordinarie) | → | Vita Nominale: | $V_N \geq 50$ anni |
| ▪ CLASSE III | (Affollamenti significativi) | → | Coefficiente d'uso: | $C_u = 1.5$ |

Risulta quindi un **periodo di riferimento** per l'azione sismica pari a: **$V_R = 75$ anni**

La struttura è situata nel **Comune di Milano**.

In base alla classificazione successiva all'Ordinanza P.C.M. 20-03-2003 n°3274, recepita dalla Regione Lombardia con D.G.R. 07-11-2003 n°14964, il sito di costruzione dell'opera è classificato in **zona 4 (sismicità molto bassa)**.

Facendo riferimento alla classificazione dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia che stabilisce i valori di pericolosità sismica del territorio nazionale a seguito della Ordinanza P.C.M. 28-04-2006 n°3519, cui fa riferimento il D.M. 14-01-2008, si può procedere alla definizione dei parametri dell'azione sismica di progetto nel modo seguente.

Con riferimento al sito e in relazione ad una probabilità di superamento nel periodo di riferimento $P_{VR} = 10\%$ (corrispondente allo **Stato Limite di Salvaguardia della Vita - SLV**), si ottengono i seguenti parametri per la determinazione delle azioni sismiche di progetto finalizzate alle verifiche ultime di resistenza:

- Accelerazione orizzontale massima attesa in sito: $a_g/g = 0.054$
- Fattore di amplificazione dello spettro: $F_0 = 2.68$
- Periodo inizio tratto spettro a velocità costante: $T^*_C = 0.29$

Considerando una probabilità di superamento nel periodo di riferimento $P_{VR} = 81\%$ propria dello **Stato Limite di Operatività – SLO**, si ottengono i seguenti parametri per la determinazione delle azioni sismiche per le verifiche di deformabilità in esercizio:

- Accelerazione orizzontale massima attesa in sito: $a_g/g = 0.023$
- Fattore di amplificazione dello spettro: $F_0 = 2.55$
- Periodo inizio tratto spettro a velocità costante: $T^*_C = 0.18$

Anche in base alla classificazione più recente, il sito è caratterizzato quindi da una **sismicità molto bassa**.

3 MATERIALI E TERRENI

3.1 MATERIALI

Per la realizzazione delle strutture di cui sopra si prescrive l'impiego dei seguenti materiali.

3.1.1 Calcestruzzi per fondazioni e muri controterra

Si impiegano calcestruzzi confezionati con cemento **R32.5**:

- | | | |
|----------------------------|-----------------|------------|
| ▪ Classe di resistenza: | C 25/30 | (R'ck 300) |
| ▪ Classe di esposizione: | XC 2 | |
| ▪ Consistenza al getto: | S3 | |
| ▪ Diametro massimo inerti: | 20-22 mm | |

3.1.2 Calcestruzzi per pilastri e muri interni

Si impiegano calcestruzzi confezionati con cemento **R32.5**:

- | | | |
|----------------------------|----------------|------------|
| ▪ Classe di resistenza: | C 28/35 | (R'ck 350) |
| ▪ Classe di esposizione: | XC 1 | |
| ▪ Consistenza al getto: | S3 | |
| ▪ Diametro massimo inerti: | 16 mm | |

3.1.3 Calcestruzzi per solette e getti lamiera collaborante

Si impiegano calcestruzzi confezionati con cemento **R32.5**:

- | | | |
|----------------------------|----------------|------------|
| ▪ Classe di resistenza: | C 25/30 | (R'ck 300) |
| ▪ Classe di esposizione: | XC 1 | |
| ▪ Consistenza al getto: | S4 | |
| ▪ Diametro massimo inerti: | 12 mm | |

3.1.4 Acciai in tondo per opere in c.a.

- | | | |
|------------------------------------------|---------------|----------|
| ▪ Barre ad aderenza migliorata - acciaio | B 450C | (FeB44k) |
| ▪ Reti elettrosaldate – acciaio tipo | B 450C | (FeB44k) |

3.1.5 Acciai per profili metallici

- | | | |
|----------------|--------------|---------|
| ▪ Acciaio tipo | S 275 | (Fe430) |
|----------------|--------------|---------|

3.1.6 Acciai per piatti e piastre

- | | | |
|----------------|--------------|---------|
| ▪ Acciaio tipo | S 235 | (Fe360) |
|----------------|--------------|---------|

3.1.7 Bulloneria corrente

- | | | |
|------------------------------------|--------------|---------|
| ▪ Barre filettate – acciaio tipo | S 235 | (Fe360) |
| ▪ Viti ad alta resistenza - classe | 8.8 | |
| ▪ Dadi ad alta resistenza - classe | 8 | |

3.1.8 Legno lamellare

- | | | |
|-----------------------------|--------------|--------------------------|
| ▪ Classe di resistenza tipo | GL 28 | (BS 14 – Norme Din 1052) |
|-----------------------------|--------------|--------------------------|

3.2 TERRENI IN SITO

I terreni in sito sono stati oggetto di una campagna geognostica condotta dallo Studio Tecnico Celotti S.r.l. e relazionata dal Dott. Ing. Umberto Croce, consistita nell'esecuzione di n.° 3 prove penetrometriche dinamiche continue SCPT.

Dalla relazione, cui si rimanda per una completa presa visione, è emerso che al di sotto di uno strato di ricoprimento superficiale, è presente un primo strato costituito da limo e sabbia ghiaiosi, al di sotto del quale è presente uno strato costituito da sabbia e ghiaia, variamente gradata arealmente e con la profondità, che presenta buone caratteristiche meccaniche.

Ai fini delle verifiche geotecniche sono stati assunti i seguenti parametri:

Strato numero	Quota inferiore	angolo d'attrito ϕ	peso di volume γ	peso efficace γ'	coesione c
1	4.7-5.1m	23°	1.9 t/m ³	---	0.0 t/m ²
2	6.3-6.9m	30°	1.9 t/m ³	---	0.0 t/m ²
3	oltre	32°	1.9 t/m ³	---	0.0 t/m ²

Non è stata rilevata presenza di acqua di falda.

Le fondazioni delle murature esistenti sono impostate alla quota di circa -4.50m. Per le fondazioni di nuova posa, che verranno realizzate approssimativamente alla stessa quota, si è assunta una portata di sicurezza (SLE rara) pari a circa 1/3 del carico trasmesso dalle fondazioni esistenti:

$$\sigma_T (SLE) = 1.50 \text{ kg/cm}^2$$

La costante di sottofondo di Winkler, con la quale è stata schematizzata l'interazione tra le travi di fondazione e il terreno, è stata assunta mediamente pari a:

$$K_{WINKLER} = 5.0 \text{ kg/cm}^2$$

Non essendo stata effettuata la misura diretta della propagazione delle onde di taglio, ai fini della definizione dell'azione sismica si classifica il terreno sulla base dei risultati delle prove penetrometriche. La classificazione sismica del sottosuolo è la seguente:

- **Categoria di sottosuolo:** C (terreni a grana grossa mediamente addensati)
- **Condizioni Topografiche:** T1 (Superficie pianeggiante)

In funzione della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche viene definito il **Coefficiente di Suolo S** che amplifica gli spettri di risposta sismici (par. 3.2.3.2.1), a priori variabile se si considera lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) in condizioni ultime o se si considera lo Stato Limite di Operatività (SLO) in esercizio.

Stato Limite di Salvaguardia della Vita - SLV

- Coefficiente amplificazione Topografica: $S_T = 1.00$ (Tab. 3.2.VI)
- Coefficiente Categoria Sottosuolo: $C_C = 1.58$ (Tab. 3.2.V)
- Periodo inizio tratto spettro a velocità costante: $T_C = 0.46$ ($C_C \cdot T^*_{C0}$)

▪ Coefficiente amplificazione Stratigrafica:	S_S	=	1.50	(Tab. 3.2.V)
▪ Coefficiente di Suolo SLV:	S	=	1.50	($S_S \cdot S_T$)

Stato Limite di Operatività - SLO

▪ Coefficiente amplificazione Topografica:	S_T	=	1.00	(Tab. 3.2.VI)
▪ Coefficiente Categoria Sottosuolo:	C_C	=	1.85	(Tab. 3.2.V)
▪ Periodo inizio tratto spettro a velocità costante: T_C	=	0.33	$(C_C \cdot T^*_{C_0})$	
▪ Coefficiente amplificazione Stratigrafica:	S_S	=	1.50	(Tab. 3.2.V)
▪ Coefficiente di Suolo SLO:	S	=	1.50	($S_S \cdot S_T$)

4 RELAZIONE DI CALCOLO

4.1 MODELLAZIONE E ANALISI DELLA STRUTTURA

Come sottolineato al par. 8.7.1 delle Norme, le costruzioni esistenti in muratura soggette ad azioni sismiche possono presentare meccanismi di rottura locali e d'insieme; necessariamente entrambi i tipi di meccanismo devono essere oggetto di valutazione. I primi interessano singoli pannelli murari o gruppi di pannelli, i meccanismi d'insieme sono quelli che interessano la globalità della struttura e sollecitano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano.

Ai fini dell'analisi sismica della struttura non è possibile identificare una porzione omogenea di edificio compatibile con la divisione in lotti, anche a causa della storia dell'edificio che nel corso degli anni ha subito importanti e radicali interventi. L'unica scelta percorribile è stata quella di considerare nella modellazione l'intero corpo di fabbrica, in quanto un'analisi FEM relativa alla sola parte di struttura oggetto di intervento del 1° lotto dei lavori non avrebbe rispondenza rispetto all'effettivo comportamento sismico.

Riguardo a questo aspetto, è comunque possibile ragionevolmente affermare che la suddivisione in lotti non assume rilevanza in considerazione dei tre seguenti aspetti:

- rispetto alla configurazione finale, al termine del 1° lotto non vi è un aumento dei carichi statici, anzi, nella porzione di struttura maggiormente sollecitata, il corpo principale che si sviluppa intorno al cortile interno, vi è una diminuzione dei carichi rispetto alla situazione attuale, legata alla rimozione del piano sopraelevato dell'ala est.
- sempre in riferimento a questa zona, non vi è un peggiorativo cambiamento di configurazione dei meccanismi resistenti al sisma.
- I due sistemi sismo-resistenti, pre e post intervento, sono entrambi globalmente in grado di assolvere al loro compito. Durante il transitorio legato alla suddivisione in lotti, porzioni diverse della struttura reagiscono con sistemi diversi, ma entrambi validi, senza influenzare significativamente il comportamento globale della struttura ai fini delle verifiche delle sollecitazioni e delle deformazioni in condizioni di carico statiche e sismiche.

4.1.1 Modello a EF

Per l'analisi della struttura è stato realizzato un modello tridimensionale a EF dell'opera con il software di calcolo Mastersap Top 2010 SP4.1 della Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia).

Il modello è stato realizzando impostando gli assi X e Y lungo le direttrici principali dell'edificio, in direzione longitudinale e perpendicolare rispetto a via Bonardi; lo zero di progetto è stato posto al livello dell'impalcato del piano terra, considerando quindi gli effetti dell'azione sismica a partire da tale quota. Tale scelta è giustificata dalla tipologia di struttura interrata: i muri controterra (e in alternativa i contrafforti esistenti nell'intercapedine lato ovest e i puntoni previsti nell'intercapedine lato sud a progetto) conferiscono al piano interrato un'elevata rigidezza ed un comportamento scatolare, con periodi propri di vibrazione della parte di struttura interrata non paragonabili con quelli della struttura di elevazione. Tale scelta è comunque ampiamente documentata in letteratura tecnica.

Le pareti in muratura e i muri controterra in cls a livello interrato sono stati modellati con elementi bidimensionali a piastra di tipo "shell" a comportamento flessionale e membranale. I pilastri in elevazione del portico interno in muratura, così come i pilastri in cls dell'aula sul lato a Sud dell'edificio, sono stati modellati con elementi monodimensionali tipo "beam".

Il terreno è schematizzato con un comportamento lineare alla Winkler; la rigidezza è stata definita applicando direttamente il valore della costante di sottofondo ai nodi degli elementi con cui sono state realizzate le travi di fondazione.

Come previsto dalla normativa, i solai pieni in c.a., in latero-cemento e a struttura composta acciaio-clt, sono stati considerati infinitamente rigidi nel loro piano e sono quindi stati schematizzati introducendo un vincolo di piano rigido in modo che per i nodi appartenenti al piano orizzontale del solaio, i due spostamenti orizzontali e la rotazione normale al piano siano legati ai tre parametri di roto-traslazione rigida di un piano.

Al livello dei solai esistenti sono stati introdotti sulle murature dei cordoli fittizi per consentire l'applicazione dei carichi di impalcato. Per gli orizzontamenti metallici di nuova realizzazione si è optato invece per modellare i profili nella loro reale configurazione, applicando il carico distribuito del solaio ai profili che costituiscono l'orditura secondaria.

Un discorso a parte va fatto a proposito della copertura lignea a doppia falda del corpo principale dell'edificio. A progetto sono stati utilizzati tutti gli accorgimenti (le terzere complanari a puntoni della capriate, e il collegamento rigido in carpenteria metallica tra il cordolo di testa delle murature e la base delle catene) finalizzati a ridurre quanto più possibile la deformabilità e a garantire il comportamento a diaframma della membratura e la mutua connessione tra gli elementi resistenti verticali, pur con la consapevolezza di non ricadere nella definizione di piano rigido delle NTC (limitata ai casi di soletta piena in c.a. o a struttura mista legno-clt o acciaio-clt). È risultato inoltre impossibile all'atto pratico soddisfare la definizione di piano rigido fornita dall'EC8, al par. 4.3.1: 'La membratura è rigida se, modellata con la sua flessibilità reale, i suoi spostamenti orizzontali non superano in nessun punto quelli che risultano dall'ipotesi di membratura rigida per più del 10% degli spostamenti orizzontali assoluti corrispondenti, nella situazione sismica di progetto.'

A questo livello si è quindi optato per lasciare due piani rigidi nelle zone dov'è presente un diaframma orizzontale in calcestruzzo (torretta nord-est e zona sud-aula) e di modellare la copertura con la sua effettiva rigidezza nelle zone dove invece il solaio di sottotetto viene rimosso (per chiarezza vedere il particolare della copertura in allegato 1 – immagine 3).

Si tiene comunque a precisare come, per la struttura in esame, tale scelta, rispetto ad una modellazione semplificata con l'introduzione di un piano rigido unico per tutta la copertura, non influenzi in modo sostanziale i risultati delle analisi per le combinazioni di carico sismiche, sia in termini di verifica degli spostamenti in esercizio (SLO), sia in termini di verifica degli stati tensionali in condizioni ultime (SLV). Questo risultato è legato sostanzialmente a due fattori: la disposizione regolare degli elementi verticali sismoresistenti e la caratteristica dei carichi sull'orizzontamento (in copertura sia i carichi permanenti che gli eventuali accidentali sono uniformemente distribuiti), che permettono una trasmissione uniforme delle azioni orizzontali di piano alla muratura.

Al par. 7.8.4 della norma si afferma che nell'ambito delle strutture in muratura è consentito utilizzare strutture di diversa tecnologia per sopportare i carichi verticali, purché la resistenza all'azione sismica sia integralmente affidata agli elementi di identica tecnologia. All'atto pratico, nel nostro caso, questa prescrizione si traduce nell'affidare l'intera azione sismica alle murature esistenti.

Si è scelto quindi di non far rientrare nel modello le pareti in c.a. in corrispondenza dei vani scala, trascurandone il contributo in termini di rigidezza e affidando una maggiore quota parte di azioni orizzontali alle murature.

Si ritiene che tale operazione vada a favore della sicurezza e che si tratti comunque di un effetto locale, limitato, rispetto all'estensione della struttura. Tale approssimazione comporta l'attribuire alle murature anche una quota parte di carico statico verticale maggiore rispetto a quello che realmente grava su di esse, ma ai fini delle verifiche dei maschi murari tale effetto non ha significativa rilevanza.

La struttura e il suo comportamento sotto le varie combinazioni di azioni statiche e sismiche è stato adeguatamente valutato, interpretato e trasferito nel modello tridimensionale, che si ritiene quindi rappresentativo del reale funzionamento della struttura.

Le sollecitazioni ricavate dall'analisi sono state opportunamente verificate, ad esempio accertando l'equilibrio delle risultanti delle azioni verticali con i carichi applicati e accertando la congruenza delle azioni taglianti di piano con semplici elaborazioni manuali. Le sollecitazioni prodotte da alcune combinazioni di carico di prova hanno prodotto valori prossimi a quelli ricavabili adottando consolidate formulazioni ricavate della Scienza delle Costruzioni e le deformazioni risultano prossime ai valori attesi.

4.1.2 Analisi statica lineare e sismica statica equivalente

Sono state eseguite analisi statiche lineari e sismiche statiche equivalenti.

Con riferimento alle definizioni sulle caratteristiche generali delle costruzioni fornite al par. 7.2.2 la struttura è da considerare **non regolare** sia in **pianta** che in **elevazione**.

Per strutture esistenti in muratura il fattore di struttura è definito al par. C8.7.12 della Circolare:

Per edifici non regolari in elevazione: $q = 1.5 \cdot \alpha_U / \alpha_1$

α_U / α_1 per le strutture in muratura è definito come il rapporto tra il 90% della massima forza sismica orizzontale globale e la forza sismica orizzontale corrispondente al raggiungimento della resistenza del primo pannello murario. Per costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani tale coefficiente può essere assunto pari a 1.8 (par. 7.8.1.3); dal momento che (par. 7.3.1) per le strutture non regolari in pianta tale valore va mediato con 1.0, risulta $\alpha_U / \alpha_1 = 1.4$.

Risulta quindi un **Fattore di Struttura:** $q = 2.1$ $(1.5 \cdot 1.4)$

Il calcolo del periodo del modo principale di vibrare, necessario per la definizione delle forze statiche equivalenti da applicare alle masse del modello, è stato calcolato con la formula $T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$ (par. 7.3.3.2) dove il coefficiente C_1 è pari a 0.05 per le strutture in muratura e H è l'altezza in metri della costruzione. Risulta:

Periodo proprio della struttura: $T_1 = 0.36 \text{ sec}$ $(0.05 \cdot 14.0^{3/4})$

Il coefficiente di amplificazione delle forze statiche equivalenti λ è stato assunto unitario.

Per ogni impalcato è stata applicata l'eccentricità accidentale prevista dalla normativa pari al 5%.

La scelta del periodo fondamentale fatta con questa formula semplificata può sembrare poco giustificabile per un tipo di struttura in aggregato, irregolare in pianta e in elevazione come quella in oggetto. In realtà, una prima considerazione che può essere fatta osservando lo spettro di risposta in allegato (in particolare si fa riferimento allo spettro SLV) è che il periodo T_1 è compreso tra i periodi T_B e T_C e quindi ad esso è associata l'accelerazione spettrale massima e si agisce a favore di sicurezza.

Inoltre, col solo scopo di indagare i primi modi di vibrare della struttura e quindi sincerarsi della scelta del periodo proprio dell'analisi statica equivalente, è stata effettuata un'analisi dinamica lineare della struttura

con coefficiente di smorzamento standard da normativa pari al 5%. L'analisi è stata limitata alle prime 20 frequenze.

La maggior parte dei modi esaminati, compresi i primi, risultano essere prevalentemente torsionali, con percentuali di masse eccitate risibili. Gli unici due modi prevalentemente flessionali rispettivamente in direzione X e Y sono il 14 e il 16 ed eccitano da soli circa i 2/3 della massa totale.

I risultati in termini di masse eccitate e di frequenze e periodi dei modi di vibrare sono riportati nella tabella seguente. Le masse eccitate sono riferite alla quota 0 corrispondente alla quota del solaio di piano terra.

Modo di vibrare	Massa eccitata dir. X	Massa eccitata dir. Y	Frequenza [Hz]	Periodo [sec]
14	49%	13%	2.63	0.38
16	14%	68%	2.75	0.36

Appare evidente come i periodi dei due modi più significativi siano molto vicini al periodo fondamentale ottenuto con la formula semplificata fornita dalle norme. Il valore utilizzato per le analisi sismiche statiche equivalenti appare quindi ampiamente giustificabile.

4.2 INDAGINI E RILIEVI

4.2.1 Indagini sulle caratteristiche della muratura

L'edificio nel suo complesso è stato oggetto di una serie di indagini volte ad indagare le caratteristiche meccaniche della muratura in situ da utilizzare nelle analisi e nelle verifiche. Le indagini sono state effettuate nell'arco di un quinquennio e si sono articolate in indagini soniche, prove con martinetto piatto singolo e doppio, prove di caratterizzazione meccanica in laboratorio previo prelievo di mattoni e campioni di malte.

Nel seguito si riportano in ordine cronologico i dati salienti delle prove effettuate. Per ulteriori dettagli, si rimanda alle relazioni specialistiche redatte dai tecnici che hanno eseguito le prove.

▪ 24/07/2007 – Indagini condotte dal Laboratorio Prove Materiali del Politecnico di Milano

Sono state effettuate un'indagine sonica per trasparenza, una **prova con martinetto piatto singolo** e successivamente una **prova con doppio martinetto piatto**, relazionate dall'Arch. Claudia Tiraboschi.

Le indagini sono state seguite tutte nello stesso punto, al piano interrato, nell'ala est dell'edificio, su un maschio appartenente alla muratura centrale di spina.

I risultati delle indagini sono i seguenti:

Velocità media di trasmissione delle onde soniche:	$V_{MEDIA} = 1187.4 \text{ m/s}$
Stato di sforzo in esercizio della muratura:	$\sigma_E = 0.42 \text{ Mpa}$
Modulo elastico della muratura:	$E = 1725 \text{ Mpa}$
Sforzo massimo raggiunto col martinetto doppio:	$\sigma_{MAX} = 1.25 \text{ Mpa}$

▪ 25/07/2007 – Indagini condotte dal Laboratorio Prove Materiali del Politecnico di Milano

Sono state effettuate un'indagine sonica per trasparenza, una **prova con martinetto piatto singolo** e successivamente una **prova con doppio martinetto piatto**, relazionate dall'Arch. Claudia Tiraboschi.

Le indagini sono state seguite tutte nello stesso punto, al piano terra, nell'ala est dell'edificio, su un maschio appartenente alla muratura perimetrale esterna.

I risultati delle indagini sono i seguenti:

Velocità media di trasmissione delle onde soniche:	$V_{\text{MEDIA}} = 1231.9 \text{ m/s}$
Stato di sforzo in esercizio della muratura:	$\sigma_E = 0.68 \text{ Mpa}$
Modulo elastico della muratura:	$E = 1475 \text{ Mpa}$
Sforzo massimo raggiunto col martinetto doppio:	$\sigma_{\text{MAX}} = 1.55 \text{ Mpa}$

▪ **15/04/2011 – Indagini condotte dalla Società 4EMME Service**

Sono stati prelevati 22 **mattoni** in diversi punti della struttura sottoponendoli poi a **prova di compressione** in laboratorio. In 5 zone si è prelevato anche un campione di **malta**, sottoposto poi a **indagine petrografica** in laboratorio. Le indagini sono state relazionate dall' Ing. Aristide Mariani. I risultati sono i seguenti:

Resistenza media a compressione dei mattoni ¹ :	$fb_M = 20.7 \text{ Mpa}$
Scarto quadratico medio delle resistenze:	$s.q.m. = 6.94 \text{ Mpa}$
Resistenza caratteristica a compressione dei mattoni:	$fb_K = 7.32 \text{ Mpa}$
Classe di resistenza delle malte:	$M 2.5$

Al paragrafo 11.10.3 la norma fornisce delle indicazioni per stimare la resistenza caratteristica a compressione della muratura a partire dalla resistenza caratteristica a compressione dei singoli elementi e dalla classe di appartenenza della malta. Dalla tabella 11.10.V relativa a murature con elementi artificiali pieni o semipieni risulta:

Resistenza caratteristica a compressione della muratura:	$f_K = 3.50 \text{ Mpa}$
----------------------------------------------------------	--------------------------

▪ **08/07/2011 – Indagini condotte dalla Società 4EMME Service**

Sono state effettuate una **prova con martinetto piatto singolo** e successivamente una **prova con doppio martinetto piatto**, relazionate dal Geom. Roberto Pin.

Le indagini sono state seguite su un maschio appartenente alla muratura di spina al piano terra dell'ala est.

I risultati delle indagini sono i seguenti:

Stato di sforzo in esercizio della muratura:	$\sigma_E = 0.45 \text{ Mpa}$
Modulo elastico della muratura:	$E = 1549 \text{ Mpa}$
Sforzo massimo raggiunto col martinetto doppio:	$\sigma_{\text{MAX}} = 2.18 \text{ Mpa}$

Oltre alle prove e alle indagini finalizzate alla caratterizzazione meccanica delle murature, è stata condotta in più sessioni un'estesa campagna d'indagine dei vari elementi strutturali e dettagli costruttivi tramite saggi e rilievi.

Ai fini della classificazione contenuta dall'Appendice al Cap. C8 della Circolare esplicativa della Norma, è stato assegnato alla struttura un **livello di conoscenza L_C2**.

A tale livello di conoscenza viene associato un **Fattore di Confidenza F_C = 1.2**.

¹ La media è stata calcolata non considerando i risultati forniti dai campioni denominati M12 e M13 (v. relazione specialistica) in quanto valori eccessivamente fuori scala, non comparabili con i valori degli altri campioni prelevati e con i dati reperibili nella letteratura tecnica.

La tabella C8A.2.1 fornisce valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e il peso specifico per diverse tipologie di muratura. Per una muratura in mattoni pieni e malta di calce i parametri di sono:

Resistenza media a compressione f_M (Mpa)	Resistenza media a taglio τ_0 (Mpa)	Modulo elasticità normale E (Mpa)	Modulo elasticità tangenziale G (Mpa)	Peso specifico della muratura w (kN/m ³)
2.4 ÷ 4.0	0.06 ÷ 0.092	1200 ÷ 1800	400 ÷ 600	18

Al par. C8A.1.A.4 vengono date indicazioni su come considerare i parametri della tabella in funzione del livello di conoscenza assegnato alla struttura. Per un **L_C2** vengono presi i **valori medi della tabella** sia per quanto riguarda le resistenze che per i moduli elastici.

Come si può notare le indagini effettuate mostrano una buona rispondenza tra le caratteristiche del materiale in opera e i parametri medi forniti dalla tabella; in particolare il modulo elastico normale fornito dalle prove con doppio martinetto piatto e il valore della resistenza a compressione ottenuto dall'interpolazione delle prove sui mattoni e sulle malte.

Alla luce di quanto esposto, sono state assegnate alla muratura in opera le seguenti caratteristiche meccaniche:

Resistenza media a compressione:	$f_M =$	32.00 kg/cm²	
Resistenza media a taglio:	$\tau_0 =$	0.70 kg/cm²	
Modulo di elasticità normale medio:	$N =$	1500 kg/cm²	
Modulo di elasticità tangenziale medio:	$G =$	600 kg/cm²	($\nu = 0.25$)
Peso specifico medio:	$w =$	18 kN/m³	

Si sottolinea che, come richiesto dalle NTC al par. 7.8.1.5 e ribadito dalla circolare al par. C8A.2, nelle analisi elastiche lineari effettuate si è fatto riferimento a **rigidezze fessurate**, riducendo i moduli di elasticità forfettariamente del **50%**.

4.2.2 Prove di Carico

Dalla Società 4EMME Service, in data 5-8 luglio 2001, sono state eseguite 3 prove di carico sulle strutture di orizzontamento, finalizzate ad indagare il comportamento di tali strutture sotto l'azione dei nuovi carichi statici di progetto. In particolare sono stati sottoposti a indagine un campo di solaio e una trave di elevazione del corpo principale, e un capriata in c.a. della copertura dell'ala a nord su via Bonardi.

Nelle prove è stato applicato un carico superiore del 33% al carico accidentale di progetto dei vari impalcati: 400kg/mq sui solai di calpestio e 200 kg/mq in copertura.

Vengono qui riportati i dati salienti delle prove effettuate. Per ulteriori dettagli, si rimanda alla relazione specialistica redatta dal Tecnico della Società esecutrice delle prove, Geom. Roberto Pin (rif. Relazione MI-185-11).

▪ **Prova di carico su solaio in latero-cemento in elevazione**

La struttura indagata è costituita da un campo di solaio in latero-cemento $h = 20(16+4)$ cm, avente luce pari a 5.30m; è situato nell'ala est del corpo principale dell'edificio, al livello del solaio di calpestio del piano 1°.

Il carico è stato applicato tramite un martinetto oleodinamico a spinta (con impronta pari a 1.0×0.2 m) posizionato in mezzeria alla campata di solaio indagata e contrastato da una trave ribassata del solaio di sottotetto al piano superiore.

Per la rilevazione delle deformazioni sono stati utilizzati nove sensori di misura montati su aste telescopiche posizionati al piano sottostante quello di carico.

I risultati della prova sono i seguenti:

Larghezza fascia di solaio collaborante:	b	=	3.10 m
Sovraccarico applicato:	q_{DISTR}	=	400 kg/m^2 (6 cicli di carico)
Forza equivalente applicata in mezzeria:	F	=	4.05 ton
Freccia massima in mezzeria:	f_{MAX}	=	2.04 mm
Rapporto freccia /luce:	f / L	=	1/2598

Le deformazioni sono ampiamente entro valori accettabili e, durante tutti i cicli di carico-scarico, il comportamento della struttura si è mantenuto in campo elastico.

▪ **Prova di carico su trave in c.a. ribassata in elevazione**

La struttura indagata è una trave ribassata in c.a. in semplice appoggio avente luce pari a 8.70m; è situata nella torretta di nord-ovest, al livello del solaio di calpestio di piano 1°.

Il carico è stato applicato tramite un martinetto oleodinamico a trazione applicato in mezzeria alla campata della trave tramite due piastre metalliche fissate ai lati della stessa e collegate tra loro tramite spinottature imbullonate. Il contrasto è ottenuto tramite tassellazione chimica al solaio di pavimento sottostante al piano terra.

Per la rilevazione delle deformazioni sono stati utilizzati sei sensori di misura montati su aste telescopiche posizionati al piano di carico.

I risultati della prova i seguenti:

Larghezza area di influenza della trave:	b	=	3.00 m
Sovraccarico applicato:	q_{DISTR}	=	400 kg/m^2 (5 cicli di carico)
Forza equivalente applicata in mezzeria:	F	=	6.05 ton
Freccia massima in mezzeria:	f_{MAX}	=	1.32 mm
Rapporto freccia /luce:	f / L	=	1/6591

Le deformazioni sono ampiamente entro valori accettabili e, durante tutti i cicli di carico-scarico, il comportamento della struttura si è mantenuto in campo elastico.

▪ **Prova di carico su capriata in c.a. copertura ala Bonardi**

La struttura indagata è una delle capriate in c.a. che realizzano l'orditura principale dell'ala a nord, prospiciente via Bonardi; l'elemento ha una luce pari a 9.70m.

Il carico è stato applicato tramite tre martinetti oleodinamici a trazione, insistenti uno in mezzeria e gli altri due posizionati simmetricamente a 1.10m dal centro, in prossimità dei due barcarecci superiori della

capriata. Il contrasto è stato ottenuto tramite tassellazione chimica al solaio di pavimento sottostante al piano terra. L'azione dei martinetti stata applicata in parallelo tramite circuito oleodinamico dedicato. Per la rilevazione delle deformazioni sono stati utilizzati sei sensori di misura montati su aste telescopiche posizionati al piano di carico.

I risultati della prova i seguenti:

Larghezza area di influenza della capriata:	b	$=$	4.30 m
Sovraccarico applicato:	q_{DISTR}	$=$	200 kg/m ² (6 cicli di carico)
Forza equivalente applicata in mezzzeria:	F	$=$	7.59 ton
Freccia massima in mezzzeria:	f_{MAX}	$=$	1.79 mm
Rapporto freccia /luce:	f / L	$=$	1/5419

Le deformazioni sono ampiamente entro valori accettabili e, durante tutti i cicli di carico-scarico, il comportamento della struttura si è mantenuto in campo elastico.

4.2.3 Campagna d'indagine sulle caratteristiche strutturali

Oltre al rilievo architettonico e alle verifiche dimensionali dell'edificio, è stata condotta in più sessioni un'estesa campagna d'indagine tramite saggi e rilievi, finalizzata a conoscere la tipologia dei vari elementi strutturali e dettagli costruttivi, i materiali, gli spessori e le caratteristiche peculiari dei singoli elementi.

Tra le indagini condotte, a titolo esemplificativo e non esaustivo, si riportano:

- assaggi in fondazione, finalizzate a conoscerne le dimensioni e il piano di posa
- assaggi sulle murature perimetrali e interne, finalizzate a conoscerne il materiale e gli spessori
- assaggi sulle volte in mattoni e in c.a. del solaio di piano rialzato
- assaggi sui solai di elevazione per verificarne tipologia e spessori
- assaggi sulle travi ribassate dei vari impalcati finalizzate a conoscerne le armature, in termini di quantità e diametro e spessore del copriferro.
- assaggi in corrispondenza dell'appoggio degli orizzontamenti sui pannelli murari al fine di identificare gli elementi di connessione quali cordoli di piano in c.a., ecc..
- assaggi in corrispondenza delle murature perimetrali per verificarne l'interconnessione

4.3 CARICHI STATICI DI PROGETTO

Di seguito vengono riportati i carichi statici considerati nelle analisi della struttura agenti sugli elementi di impalcato. Ai fini dell'applicazione dei coefficienti parziali di sicurezza nelle combinazioni di carico, i carichi riportati sono da intendersi come caratteristici.

4.3.1 Pesì proprio orizzontamenti

- Solai PT – Solette a volta in ca

Peso proprio $= 400 \text{ kg/mq}$

▪ Solai PT – Volte in muratura principali	
Peso proprio	= 650 kg/mq
▪ Solai PT – Voltine in muratura secondarie	
Peso proprio	= 550 kg/mq
▪ Solai PT – Solaio Ala Sud	
Peso proprio	= 350 kg/mq
▪ Scalone d'onore esistente Ala Sud	
Peso proprio	= 500 kg/mq
▪ Solai P1 – Solaio principale e corpi collegamento	
Peso proprio	= 350 kg/mq
▪ Solai P1 – Solaio lato corte interna (porticato)	
Peso proprio	= 250 kg/mq
▪ Solai nuova realizzazione composti acciaio-clc	
Peso proprio	= 250 kg/mq
▪ Solaio sottotetto nuova realizzazione – Torretta Nord-Est	
Peso proprio	= 350 kg/mq
▪ Solaio sottotetto esistente – Ala Sud	
Peso proprio	= 200 kg/mq
▪ Coperture corte principale	
Peso proprio	= 50 kg/mq
▪ Copertura ala Bonardi	
Peso proprio	= 250 kg/mq
▪ Coperture corpi di collegamento	
Peso proprio	= 350 kg/mq

4.3.2 Sovraccarichi permanenti

▪ Solai calpestio esistenti	
Carico permanente – escluso p. proprio	= 250 kg/mq
▪ Solai nuova realizzazione composti acciaio-clc	
Carico permanente – escluso p. proprio	= 250 kg/mq
▪ Scale – Esistenti e di nuova realizzazione	
Carico permanente – escluso p. proprio	= 200 kg/mq
▪ Solaio sottotetto esistente – Ala Sud	
Carico permanente – escluso p. proprio	= 50 kg/mq
▪ Solaio sottotetto nuova realizzazione – Torretta Nord-Est	
Carico permanente – escluso p. proprio	= 50 kg/mq
▪ Coperture corte principale	
Carico permanente – escluso p. proprio	= 150 kg/mq
▪ Copertura ala Bonardi	
Carico permanente – escluso p. proprio	= 150 kg/mq
▪ Coperture corpi di collegamento	
Carico permanente – escluso p. proprio	= 200 kg/mq

4.3.3 Sovraccarichi accidentali

- **Solai Uffici**
Cat. B2 – Uffici aperti al pubblico = 300 kg/mq
- **Esterni corte centrale e su via Bonardi**
Cat. C1 – Ambienti suscettibili di affollamento = 300 kg/mq
- **Solai Aule, Balconi, Ballatoi e Scale Comuni**
Cat. C2 – Ambienti suscettibili di affollamento = 400 kg/mq
- **Solai Sottotetto**
Cat. H1 – Accessibili per sola manutenzione = 50 kg/mq
- **Solai Copertura**
Carico neve - Zona I Mediterranea = 150 kg/mq
- **Solai Copertura (impianti e vetri divisorii)**
Carico accidentale = 50 kg/mq

Non è stata applicata l'azione accidentale del vento in quanto non significativa per il tipo di struttura in esame in considerazione del fatto che, per strutture in muratura a 2 piani fuori terra, le sollecitazioni indotte dal vento sono sicuramente inferiori di quelle indotte dal sisma, anche se quest'ultime sono minime per una struttura in classe 4.

4.3.4 Sovraccarichi da neve

I parametri utilizzati per il calcolo del sovraccarico da neve sulla copertura sono i seguenti:

- Località: Zona 1 – Mediterranea
- Altitudine del sito: $a_s < 200$ m s.l.m.
- Coefficiente di esposizione: $C_E = 1.0$
- Coefficiente termico: $C_t = 1.0$
- Coefficiente di forma copertura: $\mu_1 = 0.8$ (inclinazione copertura $\alpha < 30^\circ$)

Risulta un valore caratteristico del carico neve al suolo per un periodo di ritorno pari alla vita nominale della struttura di 50 anni:

$$q_{sk} = 150 \text{ kg/mq}$$

e un carico neve sulla copertura pari a:

$$q_s = 120 \text{ kg/mq} \quad (q_{sk} \times \mu_1)$$

Nel calcolo si è cautelativamente incrementato questo valore del 20% utilizzando un carico neve pari a:

$$p_{NEVE} = 150 \text{ kg/mq.}$$

4.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Sono state applicate alla struttura combinazioni di carico allo stato limite ultimo e di esercizio.

4.4.1 Combinazioni statiche

Le combinazioni di carico SLU e SLE statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante diverse combinazioni dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura (par. 2.5.3). I carichi accidentali vengono applicati mediante opportuni coefficienti parziali di combinazione, considerando l'eventualità più gravosa per la sicurezza della struttura. Allo SLU le azioni caratteristiche vengono incrementate con l'applicazione dei coefficienti di amplificazione definiti al par. 2.6.1.

Oltre all'impostazione spaziale delle situazioni di carico potenzialmente più critiche, in sede di dimensionamento vengono ulteriormente valutate, a livello di singolo impalcato per le varie travate, tutte le condizioni di lavoro statico derivanti dall'alternanza dei carichi variabili, i cui effetti si sovrappongono a quelli dei pesi propri e dei carichi permanenti.

Le **combinazioni di carico statiche** applicate globalmente alla struttura sono le seguenti.

1 combinazione di carico allo Stato limite Ultimo:

- Combinazione n° 1 - SLU statica

1 combinazione di carico allo Stato limite di Esercizio:

- Combinazione n° 18 - SLE Rara

4.4.2 Combinazioni sismiche

Le azioni sismiche sono valutate in conformità a quanto stabilito dalle norme e specificato nel paragrafo sulle azioni. Per il calcolo del sistema di forze orizzontali equivalenti al sisma, sono state considerate le masse e la combinazione delle azione sismiche con i carichi gravitazionali come specificato al par. 3.2.4.

La componente verticale dell'azione sismica non viene presa in considerazione, non ricadendo la struttura nella casistica del par. 7.2.1, in ogni caso il tipo di analisi effettuato non ne permette l'applicazione. Come previsto dalla norma al par. 7.3.5, il sistema di forze sismiche orizzontali viene applicato alla struttura secondo la seguente espressione:

$$1.00 \cdot E_X + 0.30 \cdot E_Y$$

applicando quindi l'azione sismica in una delle due direzioni principali ortogonali della struttura X e Y combinata con il 30% dell'azione nell'altra direzione, con rotazione dei versi e dei coefficienti moltiplicativi.

Inoltre per ciascuna combinazione viene applicata un'eccentricità accidentale nella distribuzione delle masse pari al 5% della dimensione in pianta dell'edificio ortogonalmente all'azione sismica (par. 7.2.6) costante per tutti gli orizzontamenti. Tale eccentricità può avere segno positivo o negativo (rotazione antioraria o oraria) per un totale di **16 combinazioni di carico sismiche** per ciascun stato limite preso in considerazione.

Sono state applicate combinazioni sismiche con riferimento a condizioni ultime (Stato Limite di Salvaguardia della Vita) e combinazioni in condizioni di esercizio (Stato Limite di Operatività).

Le **combinazioni SLV** sono le seguenti:

- Combinazione n° 2 - Sisma SLV +100% X +30% Y Torsione positiva **antioraria**

▪ Combinazione n° 3 - Sisma SLV	+100% X	-30% Y	Torsione positiva antioraria
▪ Combinazione n° 4 - Sisma SLV	-100% X	+30% Y	Torsione positiva antioraria
▪ Combinazione n° 5 - Sisma SLV	-100% X	-30% Y	Torsione positiva antioraria
▪ Combinazione n° 6 - Sisma SLV	+30% X	+100% Y	Torsione positiva antioraria
▪ Combinazione n° 7 - Sisma SLV	+30% X	-100% Y	Torsione positiva antioraria
▪ Combinazione n° 8 - Sisma SLV	-30% X	+100% Y	Torsione positiva antioraria
▪ Combinazione n° 9 - Sisma SLV	-30% X	-100% Y	Torsione positiva antioraria
▪ Combinazione n° 10 - Sisma SLV	+100% X	+30% Y	Torsione negativa oraria
▪ Combinazione n° 11 - Sisma SLV	+100% X	-30% Y	Torsione negativa oraria
▪ Combinazione n° 12 - Sisma SLV	-100% X	+30% Y	Torsione negativa oraria
▪ Combinazione n° 13 - Sisma SLV	-100% X	-30% Y	Torsione negativa oraria
▪ Combinazione n° 14 - Sisma SLV	+30% X	+100% Y	Torsione negativa oraria
▪ Combinazione n° 15 - Sisma SLV	+30% X	-100% Y	Torsione negativa oraria
▪ Combinazione n° 16 - Sisma SLV	-30% X	+100% Y	Torsione negativa oraria
▪ Combinazione n° 17 - Sisma SLV	-30% X	-100% Y	Torsione negativa oraria

Le **combinazioni SLO** sono formalmente identiche a quelle SLV e hanno numerazione dalla n° 19 alla n° 34.

4.5 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le procedure di verifica utilizzate seguono il **metodo semiprobabilistico degli stati limite ultimi e di esercizio**.

La **verifica** nei riguardi degli **SLU di resistenza e di stabilità** è espressa dall'equazione formale:

$$R_D \geq E_D$$

Dove:

R_D è il **valore di progetto della resistenza** dell'elemento considerato, calcolato assumendo le resistenze ultime dei materiali strutturali.

E_D è il **valore di progetto della sollecitazione**, calcolato amplificando le azioni caratteristiche per ricondursi a condizioni di carico ultime.

La **verifica** di sicurezza nei confronti dello **SLE** si esprime controllando aspetti di funzionalità quali la **deformazione** delle membrane, gli **spostamenti** e le deformazioni dei collegamenti e la **fessurazione** e lo **stato tensionale** delle sezioni in c.a, applicando le sollecitazioni indotte dalle azioni caratteristiche.

Si attesta che tutte le **verifiche degli elementi strutturali** sono **positive** con adeguato margine di sicurezza.

Si attesta inoltre che nel dimensionamento degli elementi strutturali sono state rispettate le **prescrizioni normative** in termini di limitazioni geometriche e caratteristiche dei collegamenti, limitatamente agli edifici in zona sismica in classe di **ductilità bassa**.

4.5.1 Resistenza al Fuoco delle Strutture

In accordo con la Committenza si è stabilito di attribuire a tutte le **strutture**, sia esistenti che a progetto, un grado di **resistenza al fuoco R60**. Si precisa che tale classificazione non è dipendente dalle classi di compartimentazione REI stabilite nel progetto dei V.V.F. cui si rimanda e che risultano, per la resistenza delle strutture, limitatamente al primo lotto, meno restrittive.

Per la definizione del grado di resistenza al fuoco delle strutture si è fatto utile riferimento ai limiti tabellari imposti dalla normativa.

Le murature in mattoni pieni e in cls, esistenti e a progetto, risultano verificate con ricoprimento di intonaco normale di 2cm.

I solai e le solette esistenti in calcestruzzo armato sono stati oggetto di indagini a campione finalizzate a conoscere il copriferro delle armature metalliche, che è risultato essere in media superiore ai 20mm. Per gli orizzontamenti esistenti è valido un discorso analogo a quello per le murature; la loro resistenza al fuoco è garantita con un ricoprimento di intonaco normale di 2cm come previsto a progetto.

Per le strutture metalliche poste in opera si sono dovuti adottare specifici accorgimenti. I profilati verticali di rinforzo delle murature sono stati protetti con adeguati spessori di intonaco oppure rivestiti con pannelli di coibentazione di spessore adeguato. I profili dei soppalchi metallici, di irrigidimento e rinforzo delle coperture e delle scale vengono invece protetti con film di vernice intumescente di adeguato spessore.

Per i profili in legno lamellare della copertura la resistenza R60 è ottenuta con l'applicazione di film di vernici intumescenti in spessore adeguato; il produttore degli elementi di copertura dovrà fornire tutte le verifiche previste.

Un discorso a parte deve essere fatto per la lamiera grecata delle solette collaboranti, che non viene trattata con una protezione antincendio. In condizioni di carico da incendio la soletta in calcestruzzo è stata quindi dimensionata e armata per resistere alle sollecitazioni in assenza della lamiera. Si sottolinea che l'impalcato (soletta in cls sp. 55mm più massetto e pavimentazione) assicura la resistenza REI60, in termini quindi anche di coibentazione e isolamento dai fumi, richiesta nel progetto dei V.V.F. per i laboratori del soppalco dell'ala Bonardi. Di seguito la verifica per la soletta.

▪ SOLAIO NUOVI ORIZZONTAMENTI – SOLETTA GRECATA IN C.A.

La nuova soletta in c.a. è composta da una parte piena superiore di altezza 55mm e dalle greche inferiori di altezza pure 55mm. La luce massima tra due profili secondari del soppalco è pari a 1.70m. Per semplicità e a favore di sicurezza si considera il funzionamento in semplice appoggio.

La soletta è armata al lembo inferiore con 1Φ10 passo 15cm (1 per ogni greca) con copriferro inferiore pari a 2.5cm. al lembo superiore è presente una rete elettrosaldata Φ6 15×15cm che viene trascurata nelle verifiche flessionali.

La verifica viene condotta su una striscia di larghezza unitaria. Il carico caratteristico è pari a:

$$\begin{aligned} p_{PP + PERMANENTE} &= 500 \text{ kg/mq} \\ p_{ACCIDENTALE} &= 300 \text{ kg/mq} \end{aligned}$$

Le sollecitazioni per la verifica di resistenza al fuoco vengo calcolate applicando la combinazione di carico eccezionale che prevede l'utilizzo di coefficienti parziali di sicurezza γ unitari e di coefficienti di combinazione ψ_2 per i carichi accidentali (per carichi di categoria B – uffici $\psi_2 = 0.3$). Risulta un carico pari a:

$$P_{RES\ FUOCO} = 590 \text{ kg/mq} \quad (500 + 300 \cdot 0.3)$$

Per quanto non riportato si rimanda agli allegati.

VERIFICA DI RESISTENZA AL FUOCO - FLESSIONE MAX

Momento flettente sollecitante:

$$M_{Ed} = 213 \text{ kg}\cdot\text{m} / \text{ml}$$

Momento resistente al fuoco della sezione (R60, curva temperatura-tempo standard):

$$M_{Rd} = 412 \text{ kg}\cdot\text{m} / \text{ml}$$

La verifica risulta soddisfatta: $M_{Ed} / M_{Rd} = 0.52 < 1$

Campo di rottura della sezione: 2

Distanza asse neutro dal bordo compresso: 0.70 cm

4.5.2 Verifica deformazioni (combinazioni sismiche in esercizio SLO)

Sotto l'azione delle combinazioni di carico sismiche allo stato limite di esercizio è stata condotta la verifica della struttura in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali. L'obiettivo è verificare che gli elementi costruttivi non strutturali non subiscano danni tali da rendere la struttura temporaneamente inagibile. Al par. 7.3.7.2 della normativa viene precisato che tale verifica risulta soddisfatta se gli spostamenti di interpiano dei vari impalcati sono contenuti entro limiti prestabiliti in funzione della tipologia di struttura e dell'altezza dei piani.

Per costruzioni in classe sismica III e IV, lo spettro e l'azione sismica da considerare sono quelli relativi allo Stato Limite di Operatività – SLO con valori degli spostamenti di interpiano ammissibili ridotti ai 2/3 di quelli per le costruzioni in classe I e II.

Per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria il limite per lo spostamento di interpiano d_r , ovvero la differenza tra spostamenti al solaio superiore ed inferiore, è pari a:

$$d_{r\ LIM} = 0.002 \cdot h$$

dove h è l'altezza del piano.

Per la verifica, nel seguito si fa riferimento 3 punti, gli spostamenti dei quali sono considerati rappresentativi dello spostamento globale della struttura. Due dei maschi considerati appartengono alla corte interna, più precisamente al lato est e al lato nord della stessa, mentre il terzo appartiene al corpo a nord prospiciente via Bonardi. Per i primi due le quote degli impalcati da considerare nella verifica sono il piano terra ($\pm 0.00\text{m}$) il piano primo ($+5.20\text{m}$) e il sottotetto/copertura ($+10.60\text{m}$), per il terzo le quote sono il piano terra ($\pm 0.00\text{m}$) e l'imposta della copertura ($+6.30\text{m}$).

Nella tabella seguente sono riportati per ogni livello e per ciascun punto di controllo gli spostamenti alla base e alla sommità, lo spostamento di interpiano e il massimo spostamento ammissibile. Gli spostamenti sono relativi alle Combinazioni di carico peggiori per ciascun punto di controllo. Le misure riportate in tabella sono in cm.

Punto Controllo	Livello	Altezza Interpiano	Spostamento Base	Spostamento Sommità	Spostamento Interpiano	Rapporto Spost./altezza
-----------------	---------	--------------------	------------------	---------------------	------------------------	-------------------------

		h	d _{INF}	d _{SUP}	d _r = d _{SUP} - d _{INF}	d _r / h × 1000
1	P. Terra	520	0.18	0.44	0.26	0.50 ‰
1	P. Primo	540	0.44	1.32	0.88	1.63 ‰
2	P. Terra	520	0.32	0.51	0.19	0.36 ‰
2	P. Primo	540	0.51	1.19	0.68	1.26 ‰
3	P. Terra	630	0.29	0.46	0.17	0.27 ‰

Dalla tabella risulta che gli spostamenti di interpiano sono inferiori allo spostamento ammissibile pari a 2.00 ‰, quindi la verifica risulta soddisfatta.

Bisogna considerare che la scelta dei punti di controllo è stata fatta visivamente, non essendo disponibile nel software utilizzato, nel caso di modellazione con elementi bidimensionali, uno strumento in grado di automatizzare la procedura. I punti di controllo corrispondono alle massime deformazioni assolute della struttura, sulla mezzeria dei lati considerati, il più lontano possibile dai punti di incrocio dei maschi murari, dove le deformazioni sono minori (tale discorso è valido soprattutto per la copertura del corpo principale dove non è presente un piano rigido). Questa considerazione permette di affermare con certezza che la verifica è soddisfatta per tutte le parti della struttura.

4.5.3 Verifica resistenza murature (combinazioni statiche SLU)

La verifica di resistenza dei maschi e dei pilastri in muratura è stata condotta per le sollecitazioni indotte dalle combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo – SLU (oggetto di questo paragrafo) e combinazioni sismiche per Stato Limite di Salvaguardia della Vita – SLV (per le quali si rimanda al paragrafo successivo). Come detto in precedenza, l'analisi globale sul modello ad elementi finiti dell'intera struttura, per edifici complessi e irregolari come quello in esame, non è da sola sufficiente a garantire i livelli di sicurezza previsti dalle Norme in caso di eventi sismici. Essa dà comunque indicazioni sullo stato di sforzo degli elementi in muratura imprescindibili per un giudizio finale sul comportamento della struttura il quanto più possibile completo ed esaustivo.

Per combinazioni di carico statiche allo SLU le tensioni di compressione massime si ottengono per i maschi del corpo principale a corte, al piano interrato, per i quali si ottiene:

Tensione massima corpo principale: $\sigma_{\text{MAX CORTE}} = 14.7 \text{ kg/cm}^2$

Per il corpo su via Bonardi, con un piano in meno e quindi meno sollecitato, risulta, all'interrato:

Tensione massima ala Bonardi: $\sigma_{\text{MAX BONARDI}} = 9.5 \text{ kg/cm}^2$

Con riferimento alla tab. 4.5.II del D.M., considerando una muratura con elementi resistenti di categoria II e classe di esecuzione 2, scelte inevitabili trattandosi di muratura storica, si otterrebbe un coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza a compressione della muratura $\gamma_M = 3$. Dovendo inoltre ridurre la resistenza media a compressione ($f_M = 32.0 \text{ kg/cm}^2$) del Fattore di Confidenza $F_C=1.2$, funzione del Livello di Conoscenza L_C2 , la tensione in opera risulterebbe superiore ai limiti normativi; la situazione pratica si ritiene comunque accettabile in relazione a quanto esposto nel seguito.

Una prima considerazione può essere fatta a riguardo del Livello di Conoscenza.

In base al par. C8A.1.A.3 le indagini in situ effettuate permetterebbero di assegnare alla struttura un Livello di Conoscenza L_{C2} . L'elevato numero di indagini e di prove non distruttive effettuate e soprattutto la corrispondenza molto buona tra i risultati di tali prove e le indicazioni tabellari fornite dalla Circolare, portano lo scrivente ad affermare che è possibile assegnare alla muratura un Fattore di Confidenza unitario limitatamente alle verifiche per le combinazioni di carico SLU. Le verifiche SLV esposte nel paragrafo successivo, verranno invece effettuate, a favore di sicurezza, adottando il Fattore di Confidenza $F_C=1.2$ previsto.

Alla luce di questa considerazione, facendo il rapporto tra la resistenza media della muratura f_M e le tensioni agenti σ_{MAX} , si ottengono i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

$$\text{Coefficiente sicurezza corpo principale: } \gamma_{M\text{CORTE}} = 2.2 \quad (32.0 / 14.7 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{Coefficiente sicurezza ala Bonardi: } \gamma_{M\text{BONARDI}} = 3.4 \quad (32.0 / 9.5 \text{ kg/cm}^2)$$

I risultati in termini di coefficiente di sicurezza si considerano accettabili in quanto:

Nell'ala Bonardi dove l'intervento a progetto comporta un effettivo incremento del tasso di lavoro nelle murature, il coefficiente di sicurezza risulta superiore al limite di norma.

Per i maschi di interrato del corpo principale invece risulta leggermente inferiore, ma bisogna considerare che in queste zone non vi è un apprezzabile incremento del tasso di lavoro in condizioni statiche delle murature, in quanto la realizzazione del nuovo orizzontamento a struttura mista acciaio-calcestruzzo è contestuale alla demolizione del solaio di sottotetto. Inoltre nell'ala est è attualmente presente un soprizzo a causa del quale le murature di questa zona sono attualmente soggette a un carico ben superiore di quello che dovranno sostenere ad intervento di ristrutturazione avvenuto. L'assenza di indizi quali deformazioni eccessive o fessurazioni diffuse che inducano a pensare ad attuali deficienze dei pannelli murari porta infine a concludere che il coefficiente di sicurezza ottenuto è accettabile.

Un'ulteriore riprova a sostegno di quanto detto può essere ottenuta dalle prove con martinetto singolo effettuate sulla muratura, sui maschi al piano terra e all'interrato, proprio nell'area attualmente interessata dall'intervento di sopraelevazione. Come esposto nel paragrafo relativo, cui si rimanda, le sollecitazioni in esercizio non sono mai risultate essere superiori a $5\div7 \text{ kg/cm}^2$, valori ben al di sotto della resistenza della muratura.

4.5.4 Verifica murature agli appoggi dei nuovi profili metallici

In corrispondenza degli incassi nelle murature, i profili metallici poggiano su una piastra a sua volta disposta su letto di malta.

La situazione più gravosa è quella dei profili principali HEA400 del soppalco dell'ala Bonardi che trasmettono una reazione all'appoggio in condizioni statiche di esercizio (combinazione di carico SLE-Rara) pari a:

$$F_{\text{CONC}} = 17.3 \text{ ton} \quad (800 \text{ kg}\cdot\text{m}^2 \times 4.7 \times 9.2 / 2)$$

Il profilo poggia su una piastra di dimensioni $200 \times 330 \times 10 \text{ mm}$; risulta quindi uno stato di sforzo di compressione all'appoggio della piastra pari a:

$$\sigma_P = 26.2 \text{ kg}\cdot\text{cm}^2$$

A sua volta la piastra poggia su un letto di malta che ha le dimensioni dello scasso e possono essere assunte cautelativamente pari a $400 \times 250 \text{ mm}$ (come riportato nei particolari sugli elaborati grafici).

Risulta quindi uno stato di sforzo di compressione all'interfaccia tra malta e muratura pari a :

$$\sigma_M = 17.3 \text{ kg}\cdot\text{cm}^2$$

Tale valore di carico concentrato corrisponde al 54% della resistenza media a compressione della muratura ($f_M = 32.0 \text{ kg/cm}^2$, v. par. relativo) ed è quindi ampiamente accettabile.

4.5.5 Verifica resistenza murature (combinazioni sismiche ultime allo SLV)

Per le verifiche di resistenza per combinazioni di carico sismiche, sono state applicate le prescrizioni del par. C8.7.1 della Circolare Esplicativa.

Le resistenze di progetto a compressione e a taglio delle murature utilizzate nelle verifiche sono state ottenute a partire dalle resistenze medie, per la stima delle quali si rimanda al paragrafo relativo. Come previsto dalla Norma le resistenze medie sono state divise per il Fattore di Confidenza ($F_C=1.2$) funzione del Livello di Conoscenza (L_C2) e per il coefficiente parziale di sicurezza che per combinazioni di carico sismiche è pari a $\gamma_M=2.0$.

In allegato sono riportate le verifiche per gli elementi della struttura maggiormente sollecitati. Per ogni elemento è indicata la combinazione di calcolo sismica per la quale sono state ottenute le sollecitazioni massime a presso flessione e a taglio. Le verifiche sono riferite alla sezione di base dei singoli elementi, punto maggiormente significativo.

Come detto. I maschi in muratura sono stati schematizzati nel modello di calcolo con elementi finiti bidimensionali. Le sollecitazioni globali sull'elemento da utilizzare per le verifiche sono state ottenute con un apposito postprocessore che consente di integrare con segno le tensioni verticali dei singoli EF.

Di seguito il riepilogo delle verifiche a compressione semplice e a presso-flessione nel piano. Si rimanda agli allegati per i dettagli sulla posizione dei maschi e dei pilastri oggetto di verifica e per i dettagli della verifica stessa e della verifica a taglio.

▪ Maschio 1 – P. Interrato

Dimensioni della sezione oggetto di verifica:	$B \times t$	=	1.20 x 0.60 m	
Azione assiale di compressione sollecitante:	N_{Ed}	=	64.89 t	
Azione assiale resistente di progetto:	N_{Rd}	=	96.00 t	$N_{Ed} / N_{Rd} = 0.68$
Momento flettente nel piano sollecitante:	M_{Ed}	=	1.24 t·m	
Momento flettente resistente di progetto:	M_{Rd}	=	7.97 t·m	$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.16$

▪ Maschio 2 – P. Interrato

Dimensioni della sezione oggetto di verifica:	$B \times t$	=	1.20 x 0.60 m	
Azione assiale di compressione sollecitante:	N_{Ed}	=	64.11 t	
Azione assiale resistente di progetto:	N_{Rd}	=	96.00 t	$N_{Ed} / N_{Rd} = 0.67$
Momento flettente nel piano sollecitante:	M_{Ed}	=	1.18 t·m	
Momento flettente resistente di progetto:	M_{Rd}	=	8.24 t·m	$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.14$

▪ Maschio 3 – P. Interrato

Dimensioni della sezione oggetto di verifica:	$B \times t$	=	1.25 x 0.65 m	
Azione assiale di compressione sollecitante:	N_{Ed}	=	76.02 t	
Azione assiale resistente di progetto:	N_{Rd}	=	108.33 t	$N_{Ed} / N_{Rd} = 0.70$

Momento flettente nel piano sollecitante:	M_{Ed}	=	1.36 t·m	
Momento flettente resistente di progetto:	M_{Rd}	=	8.29 t·m	$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.16$

▪ **Maschio 4 – P. Interrato**

Dimensioni della sezione oggetto di verifica:	$B \times t$	=	1.25 x 0.65 m	
Azione assiale di compressione sollecitante:	N_{Ed}	=	75.75 t	
Azione assiale resistente di progetto:	N_{Rd}	=	108.33 t	$N_{Ed} / N_{Rd} = 0.70$
Momento flettente nel piano sollecitante:	M_{Ed}	=	1.31 t·m	
Momento flettente resistente di progetto:	M_{Rd}	=	8.40 t·m	$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.16$

▪ **Maschio 5 – P. Interrato**

Dimensioni della sezione oggetto di verifica:	$B \times t$	=	1.05 x 0.50 m	
Azione assiale di compressione sollecitante:	N_{Ed}	=	50.26 t	
Azione assiale resistente di progetto:	N_{Rd}	=	70.00 t	$N_{Ed} / N_{Rd} = 0.72$
Momento flettente nel piano sollecitante:	M_{Ed}	=	0.19 t·m	
Momento flettente resistente di progetto:	M_{Rd}	=	4.10 t·m	$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.05$

▪ **Maschio 6 – P. Interrato**

Dimensioni della sezione oggetto di verifica:	$B \times t$	=	1.05 x 0.50 m	
Azione assiale di compressione sollecitante:	N_{Ed}	=	48.93 t	
Azione assiale resistente di progetto:	N_{Rd}	=	70.00 t	$N_{Ed} / N_{Rd} = 0.70$
Momento flettente nel piano sollecitante:	M_{Ed}	=	0.13 t·m	
Momento flettente resistente di progetto:	M_{Rd}	=	4.56 t·m	$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.03$

▪ **Maschio 1 – P. Terra**

Dimensioni della sezione oggetto di verifica:	$B \times t$	=	1.35 x 0.45 m	
Azione assiale di compressione sollecitante:	N_{Ed}	=	34.48 t	
Azione assiale resistente di progetto:	N_{Rd}	=	81.00 t	$N_{Ed} / N_{Rd} = 0.45$
Momento flettente nel piano sollecitante:	M_{Ed}	=	3.57 t·m	
Momento flettente resistente di progetto:	M_{Rd}	=	11.58 t·m	$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.31$

▪ **Maschio 2 – P. Terra**

Dimensioni della sezione oggetto di verifica:	$B \times t$	=	1.35 x 0.45 m	
Azione assiale di compressione sollecitante:	N_{Ed}	=	36.17 t	
Azione assiale resistente di progetto:	N_{Rd}	=	81.00 t	$N_{Ed} / N_{Rd} = 0.45$
Momento flettente nel piano sollecitante:	M_{Ed}	=	3.50 t·m	
Momento flettente resistente di progetto:	M_{Rd}	=	11.59 t·m	$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.30$

▪ **Maschio 3 – P. Terra**

Dimensioni della sezione oggetto di verifica:	$B \times t$	=	1.25 x 0.45 m	
Azione assiale di compressione sollecitante:	N_{Ed}	=	38.60 t	
Azione assiale resistente di progetto:	N_{Rd}	=	75.00 t	$N_{Ed} / N_{Rd} = 0.51$

Momento flettente nel piano sollecitante:	M_{Ed}	=	3.96 t·m	
Momento flettente resistente di progetto:	M_{Rd}	=	9.52 t·m	$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.42$

▪ **Maschio 4 – P. Terra**

Dimensioni della sezione oggetto di verifica:	$B \times t$	=	1.25 x 0.45 m	
Azione assiale di compressione sollecitante:	N_{Ed}	=	38.10 t	
Azione assiale resistente di progetto:	N_{Rd}	=	75.00 t	$N_{Ed} / N_{Rd} = 0.51$
Momento flettente nel piano sollecitante:	M_{Ed}	=	4.38 t·m	
Momento flettente resistente di progetto:	M_{Rd}	=	9.58 t·m	$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.46$

▪ **Maschio 5 – P. Terra**

Dimensioni della sezione oggetto di verifica:	$B \times t$	=	1.65 x 0.35 m	
Azione assiale di compressione sollecitante:	N_{Ed}	=	42.61 t	
Azione assiale resistente di progetto:	N_{Rd}	=	77.00 t	$N_{Ed} / N_{Rd} = 0.55$
Momento flettente nel piano sollecitante:	M_{Ed}	=	6.16 t·m	
Momento flettente resistente di progetto:	M_{Rd}	=	12.27 t·m	$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.50$

▪ **Pilastrici Corte – D'angolo – P. Terra**

Dimensioni della sezione oggetto di verifica:	$B \times t$	=	0.90 x 0.65 m	
Azione assiale di compressione sollecitante:	N_{Ed}	=	55.95 t	
Azione assiale resistente di progetto:	N_{Rd}	=	78.00 t	$N_{Ed} / N_{Rd} = 0.72$
Momento flettente nel piano sollecitante:	M_{Ed}	=	3.13 t·m	
Momento flettente resistente di progetto:	M_{Rd}	=	3.93 t·m	$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.80$

▪ **Pilastrici Corte – Sui Lati – P. Terra**

Dimensioni della sezione oggetto di verifica:	$B \times t$	=	0.40 x 0.40 m	
Azione assiale di compressione sollecitante:	N_{Ed}	=	15.46 t	
Azione assiale resistente di progetto:	N_{Rd}	=	21.33 t	$N_{Ed} / N_{Rd} = 0.72$
Momento flettente nel piano sollecitante:	M_{Ed}	=	0.17 t·m	
Momento flettente resistente di progetto:	M_{Rd}	=	0.46 t·m	$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.37$

▪ **Pilastrici Corte – D'angolo – P. Primo**

Dimensioni della sezione oggetto di verifica:	$B \times t$	=	0.85 x 0.55 m	
Azione assiale di compressione sollecitante:	N_{Ed}	=	29.56 t	
Azione assiale resistente di progetto:	N_{Rd}	=	62.33 t	$N_{Ed} / N_{Rd} = 0.47$
Momento flettente nel piano sollecitante:	M_{Ed}	=	1.96 t·m	
Momento flettente resistente di progetto:	M_{Rd}	=	5.55 t·m	$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.35$

▪ **Pilastrici Corte – Sui Lati – P. Primo**

Dimensioni della sezione oggetto di verifica:	$B \times t$	=	0.35 x 0.35 m	
Azione assiale di compressione sollecitante:	N_{Ed}	=	8.99 t	
Azione assiale resistente di progetto:	N_{Rd}	=	16.33 t	$N_{Ed} / N_{Rd} = 0.55$

Momento flettente nel piano sollecitante:	M_{Ed}	=	0.17 t·m	
Momento flettente resistente di progetto:	M_{Rd}	=	0.55 t·m	$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.31$

▪ **Pilastri Interni – P. Primo**

Dimensioni della sezione oggetto di verifica:	$B \times t$	=	0.50 x 0.40 m	
Azione assiale di compressione sollecitante:	N_{Ed}	=	15.71 t	
Azione assiale resistente di progetto:	N_{Rd}	=	26.67 t	$N_{Ed} / N_{Rd} = 0.59$
Momento flettente nel piano sollecitante:	M_{Ed}	=	0.67 t·m	
Momento flettente resistente di progetto:	M_{Rd}	=	1.21 t·m	$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.56$

L'elevato tasso di lavoro di alcuni elementi, in particolare i pilastri d'angolo della corte, è comunque ampiamente accettabile in considerazione del fatto che le sezioni con cui sono state condotte le verifiche sono in realtà sezioni approssimate per difetto dei paramenti, considerazione che vale soprattutto per i pilastri d'angolo della corte che in realtà sono sagomati.

4.5.6 Verifica cinatismi rigidi – Meccanismi locali di collasso SLV

Nelle costruzioni esistenti in muratura, una analisi statica o dinamica tradizionale, del tutto affidabile per le costruzioni nuove, non è sufficiente. La scelta dei parametri per la modellazione, è nella maggioranza dei casi estremamente aleatoria, soprattutto se, come per l'edificio in esame, la costruzione è avvenuta nell'arco di diversi decenni e ha subito in più fasi dei rimaneggiamenti. Anche effettuando indagini sperimentali in modo sistematico, sarebbe in ogni caso illusorio pensare che la conoscenza puntuale delle caratteristiche meccaniche sia in grado di rendere più affidabile il modello. È noto infatti che, molto spesso, nelle vecchie costruzioni in muratura il collasso è determinato, più che dalla resistenza ultima della muratura, dalla carenza dei vincoli, da difetti costruttivi o dalla presenza di discontinuità non sempre visibili: tutti aspetti difficilmente modellabili nei codici di calcolo disponibili.

Da qui l'esigenza di un approccio in grado di integrare le verifiche più tradizionali basate sull'analisi dei **meccanismi locali di collasso**, o **analisi limite dell'equilibrio** che, a seguito dei più recenti sviluppi normativi, è diventata lo strumento di riferimento per la valutazione della sicurezza degli edifici in muratura esistenti.

L'approccio cinematico nasce dalla constatazione che negli edifici esistenti in muratura spesso il sisma produce collassi parziali, in genere per perdita dell'equilibrio di porzioni murarie. Il collasso deriva dall'attivazione di un meccanismo che richiede una adeguata monolicità delle pareti murarie, così che siano impediti collassi localizzati per disgregazione della muratura.

Meccanismi locali si verificano nelle pareti murarie **prevalentemente per azioni perpendicolari al loro piano**; le norme suggeriscono di effettuare le verifiche con riferimento ai meccanismi locali di danno e collasso tramite l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico, basato sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematisimo.

La costruzione va studiata per individuare, sulla base dell'organizzazione strutturale, delle sue carenze e del suo stato di fatto, i meccanismi che possono essere attivati. Lo studio dei meccanismi attivabili è in grado di fornire da un lato la massima accelerazione sopportabile e, dall'altro, indicazione sui possibili provvedimenti tesi a limitarne l'attivazione.

Per l'applicazione del metodo di analisi le strutture murarie sono considerate costituite da macroelementi rigidi assemblati a realizzare catene cinematiche labili, sotto le seguenti ipotesi:

- limitata deformabilità (blocchi rigidi)

- resistenza a trazione nulla della muratura (a favore di sicurezza)
- assenza di scorrimento tra i blocchi (si trascura la presenza dell'attrito)
- resistenza a compressione infinita della muratura (cerniere puntuali)

Per una simulazione più realistica del comportamento è inoltre possibile considerare, in via approssimata:

- gli scorrimenti tra i blocchi, considerando la presenza dell'attrito
- le connessioni, anche di resistenza limitata, tra le pareti murarie
- la limitata resistenza a compressione delle murature, considerando le cerniere adeguatamente arretrate rispetto allo spigolo della sezione.

È necessario applicare ai blocchi rigidi che compongono il cinematismo le seguenti azioni:

- pesi propri dei blocchi e carichi verticali portati
- sistema di forze orizzontale proporzionale ai carichi verticali portati, se queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio
- eventuali forze esterne (ad esempio la presenza di catene metalliche)
- eventuali forze interne (ad esempio le azioni di ingranamento tra i conci murari)

Definita la geometria della struttura e i carichi agenti, assegnata una rotazione virtuale θ_k al generico blocco è possibile determinare gli spostamenti delle diverse forze applicate nella rispettiva direzione. Il moltiplicatore α_0 si ottiene applicando il Principio dei Lavori Virtuali in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale eseguito dalla forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale.

Riferendosi ai collassi fuori dal piano del paramento murario, i casi più frequenti negli edifici ordinari corrispondono all'attivazione dei seguenti meccanismi:

- di ribaltamento semplice
- di ribaltamento composto
- di flessione verticale ad uno o più piani
- di flessione orizzontale

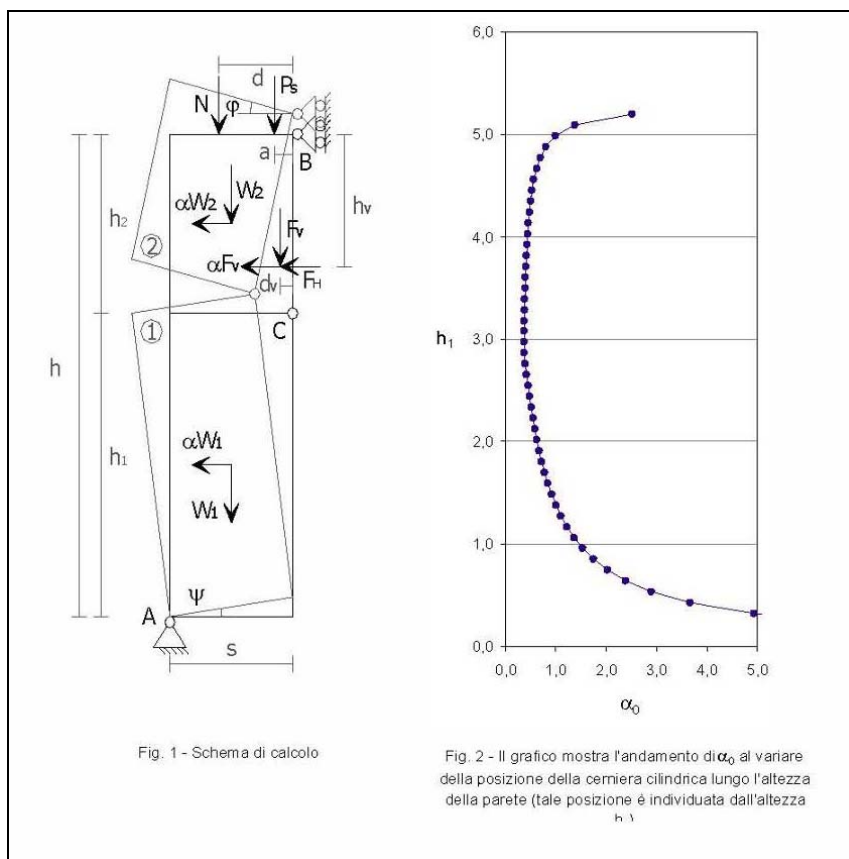
Un'attenta analisi della struttura oggetto di verifica coadiuvata da estese indagini sugli elementi costruttivi ha permesso di trarre le seguenti conclusioni:

- le pareti murarie presentano un'adeguata monoliticità ed è quindi possibile escludere a priori una crisi associata alla frantumazione dell'opera muraria per azioni fuori dal piano
- i solai esistenti sono adeguatamente rigidi nel loro piano e sono quindi atti al trasferimento delle azioni orizzontali (a tal proposito si ribadisce che la funzione di controvento di piano del solaio di sottotetto esistente, che viene demolito su tre lati della corte centrale, viene adeguatamente ripristinata tramite la creazione di un controvento di falda in copertura efficacemente collegato alla cordolatura di testa delle murature perimetrali)
- è presente un valido collegamento tra gli orizzontamenti e le strutture verticali, assicurato dalla presenza ad ogni piano di cordoli in c.a. di adeguate dimensioni
- gli elementi verticali perpendicolari sono intimamente ed efficacemente interconnessi
- sono presenti elementi spingenti esclusivamente alla quota del solaio di piano terra (zone voltate) e in ogni caso le spinte orizzontali da essi ingenerati sono efficacemente assorbite da elementi strutturali adibiti a tale scopo.

Quanto esposto e alcune considerazioni e calcoli preliminari che qui non vengono riportati, hanno permesso di escludere l'attivazione di meccanismi di ribaltamento semplice o composto e di flessione nel piano orizzontali. Per quanto riguarda i meccanismi di flessione verticale, la presenza di orizzontamenti rigidi ben ammortati permette di escludere la possibilità che si ingenerino cinematismi che interessino contemporaneamente più livelli e di escludere anche cinematismi ad un piano nei livelli non interessati da interventi di nuova realizzazione; si rende invece necessaria la **verifica del cinematismo di flessione verticale** in quei **piani interessati** dalla creazione ad una quota intermedia dei **nuovi solai metallici**, in corrispondenza dei quali non sono presenti elementi di collegamento e ripartizione all'interno delle murature. Si precisa che le intelaiature metalliche introdotte non vengono conteggiate nella valutazione, in ottemperanza di quanto prescritto dalla normativa al par. 7.8.4, dove viene precisato che, nell'ambito delle costruzioni in muratura, la resistenza all'azione sismica deve essere integralmente affidata ad elementi di identica tecnologia; seppur di difficile quantificazione numerica tali elementi costituiscono comunque un irrigidimento in grado di incrementare il margine di sicurezza.

Per la verifica del cinematismo di flessione verticale, il maschio viene ipotizzato incernierato alla base ad uno spigolo e con un carrello verticale in sommità allo spigolo opposto; viene inoltre ipotizzata una cerniera plastica ad una quota incognita che attiva il meccanismo

Più nello specifico, nel caso in oggetto la cerniera di base coincide con la quota del solaio inferiore (il solaio di p. primo per l'ala est e il solaio di p. terra per la zona bonardi) e il carrello in sommità con la quota di imposta della copertura. I carichi applicati sono, oltre al peso proprio del pannello murario, il carico della copertura all'estremità ipotizzato centrato sul muro e il carico del nuovo solaio alla quota effettivamente agente. Nella figura seguente è riportata la rappresentazione grafica del modello; per tutti i dettagli v. allegati.



La verifica si articola nelle seguenti fasi. Come prima cosa si calcola la quota di formazione della cerniera plastica rispetto alla base della parete (h_1) e il valore del minimo moltiplicatore di collasso che attiva il cinematismo considerato (α_0). La forza sismica orizzontale ultima prima del collasso agente nel centro di massa dell'elemento (F_{aU}) risulta per definizione di moltiplicatore di collasso pari a:

$$F_{aU} = \alpha_0 \cdot W_a$$

dove: W_a è il peso dell'elemento.

Al par. 7.2.3 della norma si definisce la forza sismica su un singolo elemento strutturale (F_a) come:

$$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a$$

dove: S_a è l'accelerazione adimensionalizzata rispetto a quella di gravità agente sul singolo elemento q_a e il fattore di struttura dell'elemento che, per le verifiche fuori piano dei pannelli murari, la norma definisce pari a $q_a = 3$ (par. 7.8.1.5.2)

Imponendo $F_{aU} = F_a$ si ricava l'accelerazione massima che è in grado di subire l'elemento come:

$$S_{aU} = (F_{aU} \cdot q_a) / W_a$$

Sempre al par 7.2.3 viene fornita una formula approssimata per il calcolo di S_a che, sotto l'ipotesi di considerare il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento $T_a = 0$, come prescritto nel caso di verifica di pannelli murari non eccessivamente snelli al par 7.81.5.2, risulta:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot [1.5 \cdot (1 + Z/H) - 0.5]$$

dove: $\alpha = a_g/g$ è l'accelerazione del terreno (PGA, peak ground acceleration negli allegati) su substrato rigido (sottosuolo tipo A) adimensionalizzata rispetto all'accelerazione di gravità
 S è il coefficiente di suolo definito nel cap. 3 che tiene conto delle caratteristiche stratigrafiche e topografiche del terreno (pari a $S=1.5$)
 Z è la quota del baricentro dell'elemento misurata a partire dal piano di fondazione
 H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione

Imponendo $S_{aU} = S_a$ si ricava infine α_U , l'accelerazione del terreno massima che porta al collasso del pannello murario. Tale valore, definito PGA di collasso nei fogli di calcolo in allegato, per la verifica va confrontato con a_g/g , accelerazione orizzontale massima attesa in sito riportata nel cap. 2, che per spettro di progetto SLV è pari a: $a_g/g = 0.054$.

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche effettuate maggiormente significative, per ulteriori dettagli si rimanda agli allegati. Le verifiche sono riportate in condizioni ultime per spettro di risposta SLV. In particolare viene riportata la verifica per i due elementi perimetrali dell'ala est della zona centrale (esterno e lato corte interna) e la verifica per l'elemento centrale del corpo su via bonardi, uguale su entrambi i lati del soppalco.

La verifica viene riportata allo Stato di Fatto e di Progetto, prima e dopo l'introduzione del soppalco. Si sottolinea come, con la presenza del soppalco, la cerniera plastica venga a formarsi proprio in corrispondenza di quest'ultimo.

I fogli di calcolo utilizzati sono opera dell'Istituto per le Tecnologie della Costruzione del CNR, sede di l'Aquila, in collaborazione con il Dipartimento di Ingegneria delle strutture dell'Università degli Studi di l'Aquila, e sono stati sviluppati nell'ambito di una ricerca finanziata dalla Regione Marche dal titolo "Repertorio dei Meccanismi di Danno, delle Tecniche di Intervento e dei Relativi Costi negli edifici in Muratura".

Il foglio di calcolo è impostato per la verifica di maschi di muratura di larghezza unitaria. Dovendo procedere alla verifica di maschi di larghezza definita, si è risolto l'inconveniente definendo un peso proprio della muratura fittizio.

Dalle elaborazioni effettuate si può notare come le PGA di collasso inevitabilmente si riducano con l'introduzione del carico dovuto ai soppalchi, ma comunque rimangono al di sotto della PGA massima attese in sito con adeguato margine di sicurezza.

▪ **SOPPALCO ALA EST – Muratura perimetrale lato esterno**

La sezione oggetto di verifica ha larghezza $b=85\text{cm}$ e spessore $t=50\text{cm}$. L'altezza è pari a $h=5.30\text{m}$ e ha la base posta alla quota 9.25m dal piano di imposta delle fondazioni.

I carichi agenti sono i seguenti:

Peso proprio muro:	$W =$	40.5 KN	per un γ_{FITTIZIO} pari a 15.3 KN/m ³
Carico in copertura:	$P_s =$	72.8 KN	
Carico soppalco:	$F_v =$	100.8 KN	alla distanza $h_v = 2.40\text{m}$ da sommità parete

STATO DI FATTO – SENZA SOPPALCO

Quota cerniera da base parete:	$h_1 =$	3.39 m
Valore min. moltiplicatore collasso:	$\alpha_0 =$	1.295
Acc. terreno di collasso (SLV):	PGA =	1.311

STATO DI PROGETTO – CON SOPPALCO

Quota cerniera da base parete:	$h_1 =$	2.90 m	quota soppalco ($h_1 = h - h_v$)
Valore min. moltiplicatore collasso:	$\alpha_0 =$	0.368	
Acc. terreno di collasso (SLV):	PGA =	0.395	VERIFICATO > $a_g/g = 0.054$

▪ **SOPPALCO ALA EST – Muratura perimetrale lato corte interna**

La sezione oggetto di verifica ha larghezza $b=40\text{cm}$ e spessore $t=40\text{cm}$. L'altezza è pari a $h=5.30\text{m}$ e ha la base posta alla quota 9.25m dal piano di imposta delle fondazioni.

I carichi agenti sono i seguenti:

Peso proprio muro:	$W =$	15.3 KN	per un γ_{FITTIZIO} pari a 7.2 KN/m ³
Carico in copertura:	$P_s =$	72.8 KN	
Carico soppalco:	$F_v =$	38.1 KN	alla distanza $h_v = 2.40\text{m}$ da sommità parete

STATO DI FATTO – SENZA SOPPALCO

Quota cerniera da base parete:	$h_1 =$	3.07 m
Valore min. moltiplicatore collasso:	$\alpha_0 =$	2.573
Acc. terreno di collasso (SLV):	PGA =	2.605

STATO DI PROGETTO – CON SOPPALCO

Quota cerniera da base parete:	$h_1 =$	2.90 m	quota soppalco ($h_1 = h - h_v$)
Valore min. moltiplicatore collasso:	$\alpha_0 =$	0.546	

Acc. terreno di collasso (SLV): **PGA = 0.587** **VERIFICATO > $a_g/g = 0.054$**

▪ **SOPPALCO ALA BONARDI**

La sezione oggetto di verifica ha “forma a T” con corpo principale di larghezza $b=140\text{cm}$ e spessore $t=40\text{cm}$; ha inoltre un ringrosso sul lato interno (dimensioni $50\times 40\text{cm}$) che costituisce l'appoggio per i profili guida del carro ponte e sui quali verranno impostati i profili principali del nuovo soppalco. L'altezza è pari a $h=6.40\text{m}$ e ha la base posta alla quota 4.50m dal piano di imposta delle fondazioni.

I carichi agenti sono i seguenti:

Peso proprio muro:	$W =$	87.6 KN	per un γ_{FITTIZIO} pari a 34.2 KN/m^3
Carico in copertura:	$P_s =$	97.9 KN	
Carico soppalco:	$F_v =$	178.0 KN	alla distanza $h_v = 2.70\text{m}$ da sommità parete

STATO DI FATTO – SENZA SOPPALCO

Quota cerniera da base parete:	$h_1 =$	4.22 m
Valore min. moltiplicatore collasso:	$\alpha_0 =$	0.607
Acc. terreno di collasso (SLV):	PGA =	0.643

STATO DI PROGETTO – CON SOPPALCO

Quota cerniera da base parete:	$h_1 =$	3.70 m	quota soppalco ($h_1 = h - h_v$)
Valore min. moltiplicatore collasso:	$\alpha_0 =$	0.210	
Acc. terreno di collasso (SLV):	PGA =	0.235	VERIFICATO > $a_g/g = 0.054$

4.5.7 Verifiche elementi in C.A. – Combinazioni SLU e SLE

Nel presente paragrafo vengono riproposte le verifiche delle travi in c.a. di nuova realizzazione appartenenti a porzioni di impalcato che, per le più diverse esigenze, si è dovuto demolire e ripristinare.

Vengono riproposte le verifiche di resistenza ultima a flessione e a taglio, e le verifiche tensionali, di fessurazione e di deformazione in esercizio. Per quanto non riportato si rimanda agli allegati.

▪ **SOLAIO P. TERRA – TRAVE 4**

L'elemento è situato nell'ala prospiciente via Bonardi, è costituisce una delle due travi secondarie dell'ultima campata del solaio; su di esso grava il solaio voltato in c.a. di nuova realizzazione.

La trave è in semplice appoggio con luce di calcolo $L=4.40\text{m}$ ed ha sezione rettangolare $25\times 45\text{cm}$ armata nel modo seguente:

Armatura superiore:	4 Φ 12	(copriferro 3cm)
Armatura inferiore:	4 Φ 20	(copriferro 3cm)
Staffe	$\Phi 8/20$ infittite a passo 10 alle estremità per 60cm	

L'area di influenza ha una larghezza pari a $\sim 3.10\text{m}$, da cui risulta un carico caratteristico sull'elemento pari a:

$$p_{\text{PP} + \text{PERMANENTE}} = 2390 \text{ kg/ml}$$

e un carico totale pari a:

$$p_{\text{ACCIDENTALE}} = 930 \text{ kg/ml}$$

$$p_{\text{SLE}} = 3320 \text{ kg/ml}$$

$$p_{\text{SLU}} = 4500 \text{ kg/ml} \quad (2390 \cdot 1.3 + 930 \cdot 1.5)$$

VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) A FLESSIONE IN MEZZERIA

Momento flettente sollecitante:

$$M_{\text{Ed}} = 10890 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento flettente resistente della sezione:

$$M_{\text{Rd}} = 18980 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

La verifica risulta soddisfatta: $M_{\text{Ed}} / M_{\text{Rd}} = 0.57 < 1$

Campo di rottura della sezione: 3

Distanza asse neutro dal bordo compresso: 11.22 cm

VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) A TAGLIO AGLI APPOGGI

Taglio sollecitante:

$$V_{\text{Ed}} = 9900 \text{ kg}$$

Verifica senza armatura trasversale:

$$V_{\text{Rd (SOLO CLS)}} = 6690 \text{ kg} > V_{\text{Ed}} \text{ armare a taglio}$$

Verifica bielle cls compresse:

$$V_{\text{RCd}} = 22990 \text{ kg}$$

La verifica risulta soddisfatta: $V_{\text{Ed}} / V_{\text{RCd}} = 0.43 < 1$

Verifica armatura trasversale:

Area di staffe al metro minima: $A_{\text{sw MIN}} = 2.63 \text{ cm}^2/\text{m} < \Phi 8/10 \text{ 2 braccia}$

$$V_{\text{RSd}} = 37840 \text{ kg}$$

La verifica risulta soddisfatta: $V_{\text{Ed}} / V_{\text{RSd}} = 0.26 < 1$

VERIFICA DI DEFORMABILITÀ (SLE_RARA) IN MEZZERIA

Freccia in mezzeria:

$$\delta_{\text{MAX}} = 0.27 \text{ cm}$$

La verifica risulta soddisfatta: $\delta_{\text{MAX}} / L = 1/1630$

VERIFICA DI FESSURAZIONE (SLE_RARA)² IN MEZZERIA

Apertura massima della fessura:

$$w_d = 0.07 \text{ mm}$$

La verifica risulta soddisfatta: $w_d < w_2 = 0.30 \text{ mm}$

VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO (SLE_RARA)³ IN MEZZERIA

² Per semplicità operativa si effettua la verifica utilizzando la combinazione di carico SLE_RARA. Si agisce a favore di sicurezza in quanto la norma prevede di effettuare la verifica delle fessurazioni facendo riferimento alle combinazioni di carico in esercizio frequenti e quasi permanenti.

Momento flettente sollecitante:

$$M_{Ed\ SLE} = 8040\ \text{kg}\cdot\text{m}$$

Tensione massima cls:

$$\sigma_{C\ SLE} = -80.48\ \text{kg}/\text{cm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta:

$$\sigma_C < 0.45 \cdot f_{ck} = -112.50\ \text{kg}/\text{cm}^2$$

Tensione massima acciaio:

$$\sigma_{S\ SLE} = 1737\ \text{kg}/\text{cm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta:

$$\sigma_S < 0.80 \cdot f_{yk} = 3600\ \text{kg}/\text{cm}^2$$

▪ SOLAIO P. TERRA – TRAVI 1 E 2

Gli elementi sono situati nella torretta Nord-Est e appartengono ad una campo di solaio che viene interamente demolito e ricostruito per la creazione di un vano scala-ascensore. Le travi, in spessore all'interno della soletta di nuova realizzazione, collegano i muri del nuovo vano ascensore con la muratura esistente.

Le travi sono in semplice appoggio con luce di calcolo $L=2.00\text{m}$ ed hanno sezione rettangolare $20\times 25\text{cm}$ armata nel modo seguente:

Armatura superiore:	2Φ16	(copriferro 3cm)
Armatura inferiore:	2Φ16	(copriferro 3cm)
Staffe	Φ8/40	

L'area di influenza massima ha una larghezza pari a $\sim 2.90\text{m}$, da cui risulta un carico caratteristico sugli elementi pari a:

$$p_{PP + PERMANENTE} = 2680\ \text{kg}/\text{ml}$$

$$p_{ACCIDENTALE} = 1160\ \text{kg}/\text{ml}$$

e un carico totale pari a:

$$p_{SLE} = 3840\ \text{kg}/\text{ml}$$

$$p_{SLU} = 5220\ \text{kg}/\text{ml} \quad (2680 \cdot 1.3 + 1160 \cdot 1.5)$$

Si omettono le verifiche di resistenza a taglio e di deformabilità in esercizio in quanto non significative.

VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) A FLESSIONE IN MEZZERIA

Momento flettente sollecitante:

$$M_{Ed} = 2610\ \text{kg}\cdot\text{m}$$

Momento flettente resistente della sezione:

$$M_{Rd} = 3160\ \text{kg}\cdot\text{m}$$

La verifica risulta soddisfatta:

$$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.83 < 1$$

Campo di rottura della sezione:

$$2$$

Distanza asse neutro dal bordo compresso:

$$4.42\ \text{cm}$$

VERIFICA DI FESSURAZIONE (SLE_RARA) IN MEZZERIA

³ Per semplicità operativa, e comunque a favore di sicurezza, la verifica della tensione nel calcestruzzo viene effettuata ponendo a confronto le tensioni dovute alla combinazione rara con il limite per la combinazione quasi permanente

Apertura massima della fessura:

$$w_d = 0.15 \text{ mm}$$

La verifica risulta soddisfatta:

$$w_d < w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO (SLE, RARA) IN MEZZERIA

Momento flettente sollecitante:

$$M_{Ed \text{ SLE}} = 1920 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Tensione massima cls:

$$\sigma_{C \text{ SLE}} = -87.89 \text{ kg/cm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta:

$$\sigma_C < 0.45 \cdot f_{ck} = -112.50 \text{ kg/cm}^2$$

Tensione massima acciaio:

$$\sigma_{S \text{ SLE}} = 2473 \text{ kg/cm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta:

$$\sigma_S < 0.80 \cdot f_{yk} = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

▪ SOLAIO P. SOTTOTETTO – TRAVI 1 E 2

Gli elementi sono situati nella torretta Nord-Est e appartengono ad una campo di solaio che viene interamente demolito e ricostruito per la creazione di un vano scala-ascensore. Le travi, in spessore all'interno della soletta di nuova realizzazione, collegano i muri del nuovo vano ascensore con la muratura esistente.

Le travi sono in semplice appoggio con luce di calcolo $L=2.00\text{m}$ ed hanno sezione rettangolare $20\times 20\text{cm}$ armata nel modo seguente:

Armatura superiore:	2Φ16	(copriferro 3cm)
Armatura inferiore:	2Φ16	(copriferro 3cm)
Staffe	Φ8/40	

L'area di influenza massima ha una larghezza pari a $\sim 2.90\text{m}$, da cui risulta un carico caratteristico sugli elementi pari a:

$$p_{PP + \text{PERMANENTE}} = 2030 \text{ kg/ml}$$

$$p_{\text{ACCIDENTALE}} = 290 \text{ kg/ml}$$

e un carico totale pari a:

$$p_{\text{SLE}} = 2320 \text{ kg/ml}$$

$$p_{\text{SLU}} = 3080 \text{ kg/ml} \quad (2320 \cdot 1.3 + 290 \cdot 1.5)$$

Si omettono le verifiche di resistenza a taglio e di deformabilità in esercizio in quanto non significative.

VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) A FLESSIONE IN MEZZERIA

Momento flettente sollecitante:

$$M_{Ed} = 1540 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento flettente resistente della sezione:

$$M_{Rd} = 2360 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

La verifica risulta soddisfatta:

$$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.65 < 1$$

Campo di rottura della sezione:

$$2$$

Distanza asse neutro dal bordo compresso:

$$4.07 \text{ cm}$$

VERIFICA DI FESSURAZIONE (SLE_RARA) IN MEZZERIA

Apertura massima della fessura:

$$w_d = 0.12 \text{ mm}$$

La verifica risulta soddisfatta:

$$w_d < w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO (SLE_RARA) IN MEZZERIA

Momento flettente sollecitante:

$$M_{Ed \text{ SLE}} = 1160 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Tensione massima cls:

$$\sigma_{C \text{ SLE}} = -81.77 \text{ kg/cm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta:

$$\sigma_C < 0.45 \cdot f_{ck} = -112.50 \text{ kg/cm}^2$$

Tensione massima acciaio:

$$\sigma_{S \text{ SLE}} = 1982 \text{ kg/cm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta:

$$\sigma_S < 0.80 \cdot f_{yk} = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

▪ SOLAIO P. TERRA – NUOVE VOLTE IN C.A. – LUCE MASSIMA – RIFERIMENTO SEZIONE S10

L'elemento oggetto di verifica sono le nuove volte in c.a. del solaio al piano terra dell'Ala Bonardi; viene ripristinato l'andamento delle volte mantenendo le travi ribassate in c.a. esistenti.

Le volte hanno spessore costante pari a 16cm e una differenza tra la quota di imposta e la chiave pari a 15cm.

Per semplicità e comunque a favore di sicurezza, dato il basso grado di curvatura, vengono verificati come elementi in semplice appoggio. L'elemento maggiormente sollecitato (campata centrale, riferimento sezione S10) presenta una luce di calcolo da asse ad asse delle travi di appoggio pari a $L=4.60\text{m}$ ed è armato nel modo seguente:

Armatura superiore: $1\Phi 10/20$ (copriferro 3cm)

Armatura inferiore: $1\Phi 16/20$ (copriferro 3cm)

È presente un carico caratteristico sugli elementi pari a:

$$p_{PP + \text{PERMANENTE}} = 650 \text{ kg/mq}$$

$$p_{\text{ACCIDENTALE}} = 300 \text{ kg/mq}$$

e un carico totale pari a:

$$p_{\text{SLE}} = 950 \text{ kg/ml}$$

$$p_{\text{SLU}} = 1300 \text{ kg/ml} \quad (650 \cdot 1.3 + 300 \cdot 1.5)$$

Si omettono le verifiche di resistenza a taglio e di deformabilità in esercizio in quanto non significative. La verifica viene condotta su una striscia di volta di larghezza unitaria.

VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) A FLESSIONE IN MEZZERIA

Momento flettente sollecitante:

$$M_{Ed} = 3440 \text{ kg}\cdot\text{m} / \text{m}$$

Momento flettente resistente della sezione:

$$M_{Rd} = 4616 \text{ kg}\cdot\text{m} / \text{m}$$

La verifica risulta soddisfatta: $M_{Ed} / M_{Rd} = 0.75 < 1$
 Campo di rottura della sezione: 2
 Distanza asse neutro dal bordo compresso: 3.30 cm

VERIFICA DI FESSURAZIONE (SLE_RARA) IN MEZZERIA

Apertura massima della fessura:

$$w_d = 0.20 \text{ mm}$$

La verifica risulta soddisfatta: $w_d < w_2 = 0.30 \text{ mm}$

VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO (SLE_RARA) IN MEZZERIA

Momento flettente sollecitante:

$$M_{Ed \text{ SLE}} = 2510 \text{ kg}\cdot\text{m /m}$$

Tensione massima cls: $\sigma_{C \text{ SLE}} = -85.40 \text{ kg/cm}^2$

La verifica risulta soddisfatta: $\sigma_C < 0.45 \cdot f_{ck} = -112.50 \text{ kg/cm}^2$

Tensione massima acciaio: $\sigma_{S \text{ SLE}} = 2211 \text{ kg/cm}^2$

La verifica risulta soddisfatta: $\sigma_S < 0.80 \cdot f_{yk} = 3600 \text{ kg/cm}^2$

4.5.8 Verifiche elementi di fondazione in C.A. – Combinazioni SLU

Nel presente paragrafo vengono riproposte le verifiche delle fondazioni in c.a. sia di nuova realizzazione che di rinforzo per le fondazioni esistenti.

Vengono riproposte le verifiche di resistenza ultima a flessione. Per quanto non riportato si rimanda agli allegati.

▪ NUOVE FONDAZIONI – TORRETTA NORD-EST – RIFERIMENTO SEZIONE S3

All'interno della torretta Nord-Est vengono realizzati dei nuovi dadi di fondazione per i nuovi muri in c.a. del vano scala e del vano ascensore. I nuovi dadi hanno altezza costante 40cm e larghezza variabile.

Il punto maggiormente sollecitato è situato tra i nuclei n3 e n4 dove la sezione ha dimensione 120×40cm (riferimento sez. S3). Il carico su questo tratto di fondazione è pari a:

$$p_{\text{SLE}} = 18000 \text{ kg/ml}$$

$$p_{\text{SLU}} = 24300 \text{ kg/ml}$$

Il corrispondente stato di sforzo nel terreno è pari a:

$$\sigma_{T \text{ SLE}} = 1.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{T \text{ SLU}} = 2.03 \text{ kg/cm}^2$$

Viene riportata la verifica a flessione del dado di fondazione in direzione trasversale; in questa direzione l'elemento è armato nel modo seguente:

Armatura superiore: 1Φ10/20 (copriferro 3cm)

Armatura inferiore: 1Φ10/20 (copriferro 3cm)

La verifica viene condotta su una striscia di volta di larghezza unitaria.

VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) A FLESSIONE – DIREZIONE TRASVERSALE

Momento flettente sollecitante:

$$M_{Ed} = 3600 \text{ kg}\cdot\text{m} / \text{m}$$

Momento flettente resistente della sezione:

$$M_{Rd} = 5626 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{m}$$

La verifica risulta soddisfatta: $M_{Ed} / M_{Rd} = 0.64 < 1$

Campo di rottura della sezione: 2

Distanza asse neutro dal bordo compresso: 2.98 cm

▪ RINFORZO FONDAZIONI ESISTENTI – ALA BONARDI

A differenza che nell'ala est del corpo principale, nell'ala Bonardi, la realizzazione del soppalco a piano terra comporta un incremento di carico in fondazione. Tale incremento è concentrato in corrispondenza dei ringrossi delle murature sulle pareti perimetrali. Al di sotto di tali elementi verranno realizzati dei plinti di rinforzo collegati alle fondazioni esistenti. Per semplicità di calcolo si ipotizza che tutto l'incremento di carico si distribuisca in modo uniforme sui nuovi elementi di fondazione, trascurando quindi la presenza delle spinottature..

I nuovi plinti hanno dimensioni in pianta pari a $\sim 65 \times 240 \text{ cm}$ e altezza costante pari a 45cm. L'area di impronta minima è pari a 14500 cm^2 . Il carico sugli elementi è pari a:

$$P_{SLE} = 17300 \text{ kg}$$

$$P_{SLu} = 23800 \text{ kg}$$

Il corrispondente stato di sforzo nel terreno è pari a:

$$\sigma_{T SLE} = 1.19 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$\sigma_{T SLU} = 1.64 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

Viene riportata la verifica a flessione del plinto in direzione trasversale e longitudinale; l'elemento è armato nel modo seguente:

Direzione trasversale (sezione di verifica $240 \times 45 \text{ cm}$)

Armatura superiore: 13 Φ 12 (copriferro 3cm)

Armatura inferiore: 13 Φ 12 (copriferro 3cm)

Direzione longitudinale (sezione di verifica $65 \times 45 \text{ cm}$)

(si considera solo la larghezza di fondazione continua, passante davanti al ringrosso di muratura esistente)

Armatura superiore: 6 Φ 12 (copriferro 3cm)

Armatura inferiore: 6 Φ 12 (copriferro 3cm)

VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) A FLESSIONE – DIREZIONE TRASVERSALE

Momento flettente sollecitante:

$$M_{Ed} = 17760 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento flettente resistente della sezione:

$$M_{Rd} = 23719 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

La verifica risulta soddisfatta: $M_{Ed} / M_{Rd} = 0.75 < 1$

Campo di rottura della sezione: 2

Distanza asse neutro dal bordo compresso: 3.76 cm

VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) A FLESSIONE – DIREZIONE LONGITUDINALE

Momento flettente sollecitante:

$$M_{Ed} = 7030 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento flettente resistente della sezione:

$$M_{Rd} = 10823 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

La verifica risulta soddisfatta: $M_{Ed} / M_{Rd} = 0.65 < 1$

Campo di rottura della sezione: 2

Distanza asse neutro dal bordo compresso: 4.63 cm

4.5.9 Verifiche profili in acciaio – Combinazioni SLU e SLE

Nel presente paragrafo vengono espone le verifiche dei profili metallici maggiormente significative. In particolare viene trattata la verifica dei profili secondari dei nuovi soppalchi metallici e la verifica dei profili sulla copertura del corpo di collegamento, sul quale vengono alloggiati gli impianti di raffrescamento. Per le verifiche dei profili principali dei soppalchi si rimanda al paragrafo relativo alle travi composte acciaio-calcestruzzo. Per quanto non riportato si rimanda agli allegati.

▪ PROFILO SOPPALCO SECONDARIO HEA160

L'elemento è il profilo secondario del soppalco dell'ala est dell'edificio ed ha una luce di calcolo massima pari a 4.05m.

I profili secondari sono collegati alla soletta in c.a. tramite connettori a passo 60cm (1 ogni 4 greche della lamiera); il collegamento non ha le caratteristiche per rendere la sezione collaborante ma ha la duplice finalità di migliorare il comportamento a diaframma rigido dell'impalcato e di impedire l'instabilità flessione-torsionale del profilo.

L'area di influenza massima ha una larghezza pari a ~1.60m, da cui risulta un carico caratteristico sugli elementi pari a:

$$p_{PP + PERMANENTE} = 800 \text{ kg/ml}$$

$$p_{ACCIDENTALE} = 480 \text{ kg/ml}$$

e un carico totale pari a:

$$p_{SLE} = 1280 \text{ kg/ml}$$

$$p_{SLU} = 1760 \text{ kg/ml} \quad (800 \cdot 1.3 + 480 \cdot 1.5)$$

CLASSIFICAZIONE PER FLESSIONE DEL PROFILO

Classe HEA160 a flessione: **CLASSE 1**

Acciaio S 275: Coefficiente $\varepsilon = 0.92$

Coefficiente per anima inflessa: $h_w / t_w / \varepsilon = 18.8 < 72$

Coefficiente per ala compressa: $b / t_f / \varepsilon = 9.6 < 10$

VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) A TAGLIO AGLI APPOGGI

Taglio sollecitante:

$$V_{Ed} = 3520 \text{ kg}$$

Taglio resistente della sezione:

$$V_{cRd} = 19970 \text{ kg}$$

La verifica risulta soddisfatta: $V_{Ed} / V_{cRd} = 0.18 < 1$

VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) A FLESSIONE IN MEZZERIA

Momento flettente sollecitante:

$$M_{Ed} = 3610 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento flettente resistente della sezione:

$$M_{cRd} = 6420 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

La verifica risulta soddisfatta: $M_{Ed} / M_{cRd} = 0.56 < 1$

VERIFICA DI DEFORMABILITÀ (SLE_RARA) IN MEZZERIA

Freccia in mezzeria:

$$\delta_{MAX} = 1.28 \text{ cm}$$

La verifica risulta soddisfatta: $\delta_{MAX} / L = 1/317 < 1 / 300$

▪ PROFILO SOPPALCO SECONDARIO HEA180

L'elemento è il profilo secondario del soppalco dell'ala su via Bonardi dell'edificio ed ha una luce di calcolo massima pari a 4.65m.

I profili secondari sono collegati alla soletta in c.a. tramite connettori a passo 60cm (1 ogni 4 greche della lamiera); il collegamento non ha le caratteristiche per rendere la sezione collaborante ma ha la duplice finalità di migliorare il comportamento a diaframma rigido dell'impalcato e di impedire l'instabilità flessio-torsionale del profilo.

L'area di influenza massima ha una larghezza pari a ~1.40m, da cui risulta un carico caratteristico sugli elementi pari a:

$$p_{PP + PERMANENTE} = 700 \text{ kg/ml}$$

$$p_{ACCIDENTALE} = 420 \text{ kg/ml}$$

e un carico totale pari a:

$$p_{SLE} = 1120 \text{ kg/ml}$$

$$p_{SLU} = 1540 \text{ kg/ml} \quad (700 \cdot 1.3 + 420 \cdot 1.5)$$

CLASSIFICAZIONE PER FLESSIONE DEL PROFILO

Classe HEA180 a flessione: **CLASSE 2**

Acciaio S 275: Coefficiente $\epsilon = 0.92$

Coefficiente per anima inflessa: $h_w / t_w / \epsilon = 22.0 < 72$

Coefficiente per ala compressa: $b / t_f / \epsilon = 10.2 < 11$

VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) A TAGLIO AGLI APPOGGI

Taglio sollecitante:

$$V_{Ed} = 3580 \text{ kg}$$

Taglio resistente della sezione:

$$V_{cRd} = 21880 \text{ kg}$$

La verifica risulta soddisfatta: $V_{Ed} / V_{cRd} = 0.16 < 1$

VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) A FLESSIONE IN MEZZERIA

Momento flettente sollecitante:

$$M_{Ed} = 4160 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento flettente resistente della sezione:

$$M_{cRd} = 8510 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

La verifica risulta soddisfatta: $M_{Ed} / M_{cRd} = 0.49 < 1$

VERIFICA DI DEFORMABILITÀ (SLE_RARA) IN MEZZERIA

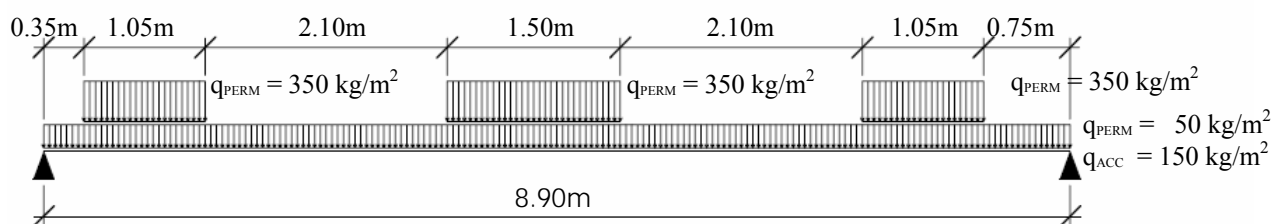
Freccia in mezzeria:

$$\delta_{MAX} = 1.29 \text{ cm}$$

La verifica risulta soddisfatta: $\delta_{MAX} / L = 1/359 < 1 / 300$

▪ PROFILO COPERTURA PER IMPIANTI HEA200

Gli elementi sono disposti sulla copertura del corpo di collegamento tra l'ala est della corte principale e l'ala bonardi a nord. Sono profili in semplice appoggio con luce di calcolo pari a 8.90m e interasse pari a 1.50m. Su di essi gravano degli impianti adibiti al condizionamento dell'edificio e un piano grigliato pedonale per l'accesso dei manutentori, oltre al carico neve accidentale. I carichi sono stati stimati sulla base delle indicazioni fornite dal progettista degli impianti e sono applicati secondo lo schema seguente:



L'area di influenza massima ha una larghezza pari a 1.50m, da cui risulta un carico caratteristico sugli elementi pari a:

$$p_{\text{PERM IMPIANTI}} = 525 \text{ kg/ml}$$

$$p_{\text{PERM GRIGLIATO}} = 75 \text{ kg/ml}$$

$$p_{\text{ACC NEVE}} = 225 \text{ kg/ml}$$

CLASSIFICAZIONE PER FLESSIONE DEL PROFILO

Classe HEA220 a flessione: **CLASSE 2**

Acciaio S 275: Coefficiente $\epsilon = 0.92$

$$\text{Coefficiente per anima inflessa: } h_w / t_w / \varepsilon = 23.5 < 72$$

$$\text{Coefficiente per ala compressa: } b / t_f / \varepsilon = 10.8 < 11$$

VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) A TAGLIO AGLI APPOGGI

Taglio sollecitante:

$$V_{Ed} = 3510 \text{ kg}$$

Taglio resistente della sezione:

$$V_{cRd} = 27340 \text{ kg}$$

$$\text{La verifica risulta soddisfatta: } V_{Ed} / V_{cRd} = 0.13 < 1$$

VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) A FLESSIONE IN MEZZERIA

Momento flettente sollecitante:

$$M_{Ed} = 7770 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento flettente resistente della sezione:

$$M_{cRd} = 14890 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento flettente resistente della sezione all'instabilità flesso-torsionale:

$$M_{bRd} = 9140 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$\text{La verifica risulta soddisfatta: } M_{Ed} / M_{bRd} = 0.85 < 1$$

VERIFICA DI DEFORMABILITÀ (SLE_RARA) IN MEZZERIA

Freccia in mezzeria (carichi totali permanenti + accidentali):

$$\delta_{MAX} = 4.03 \text{ cm}$$

$$\text{La verifica risulta soddisfatta: } \delta_{MAX} / L = 1/220 < 1 / 200$$

Freccia in mezzeria (solo accidentali):

$$\delta_{MAX} = 1.62 \text{ cm}$$

$$\text{La verifica risulta soddisfatta: } \delta_{MAX} / L = 1/549 > 1 / 250$$

▪ COSCIALI SCALA PRINCIPALE – PIATTI 15×270

L'elemento è il cosciale della scala principale situata nella torretta nord-est. I tubolari trasversali impediscono l'instabilità flesso-torsionale del profilo.

Ai vari piani i cosciali hanno luce differente. Si verifica l'elemento di luce massima pari a ~4.70m.

L'area di influenza ha una larghezza pari a 0.70m, da cui risulta un carico caratteristico sugli elementi pari a:

$$p_{PP + PERMANENTE} = 210 \text{ kg/ml}$$

$$p_{ACCIDENTALE} = 280 \text{ kg/ml}$$

e un carico totale pari a:

$$p_{SLE} = 490 \text{ kg/ml}$$

$$p_{SLU} = 690 \text{ kg/ml} \quad (200 \cdot 1.3 + 280 \cdot 1.5)$$

CLASSIFICAZIONE PER FLESSIONE DEL PROFILO

Piatto 15×270 a flessione: **CLASSE 1**
Acciaio S 275: Coefficiente $\varepsilon = 0.92$
Coefficiente per inflessione: $h / t / \varepsilon = 19.5 < 72$

VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) A FLESSIONE IN MEZZERIA

Momento flettente sollecitante:
 $M_{Ed} = 1910 \text{ kg}\cdot\text{m}$
Momento flettente resistente della sezione:
 $M_{cRd} = 7160 \text{ kg}\cdot\text{m}$
La verifica risulta soddisfatta: $M_{Ed} / M_{cRd} = 0.27 < 1$

VERIFICA DI DEFORMABILITÀ (SLE_RARA) IN MEZZERIA

Freccia in mezzeria:
 $\delta_{MAX} = 0.60 \text{ cm}$
La verifica risulta soddisfatta: $\delta_{MAX} / L = 1/783 < 1 / 300$

▪ SOPPALCO ALA BONARDI – HEB400

I due elementi sorreggono l'ultima campata ribassata in direzione est del soppalco; sono in semplice appoggio con luce di calcolo pari a 9.30m

L'area di influenza massima ha una larghezza pari a ~3.75m, da cui risulta un carico caratteristico sugli elementi (comprensivo di peso proprio) pari a:

$$\begin{aligned} p_{PP + PERMANENTE} &= 2030 \text{ kg/ml} \\ p_{ACCIDENTALE} &= 1125 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

e un carico totale pari a:

$$\begin{aligned} p_{SLE} &= 3155 \text{ kg/ml} \\ p_{SLU} &= 4330 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

CLASSIFICAZIONE PER FLESSIONE DEL PROFILO

Classe HEB400 a flessione: **CLASSE 1**
Acciaio S 275: Coefficiente $\varepsilon = 0.92$
Coefficiente per anima inflessa: $h_w / t_w / \varepsilon = 23.9 < 72$
Coefficiente per ala compressa: $b / t_f / \varepsilon = 6.8 < 10$

VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) A TAGLIO AGLI APPOGGI

Taglio sollecitante:
 $V_{Ed} = 20135 \text{ kg}$
Taglio resistente della sezione:
 $V_{cRd} = 105800 \text{ kg}$
La verifica risulta soddisfatta: $V_{Ed} / V_{cRd} = 0.19 < 1$

VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) A FLESSIONE IN MEZZERIA

Momento flettente sollecitante:

$$M_{Ed} = 46810 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento flettente resistente della sezione:

$$M_{cRd} = 84650 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

La verifica risulta soddisfatta: $M_{Ed} / M_{bRd} = 0.55 < 1$

VERIFICA DI DEFORMABILITÀ (SLE_RARA) IN MEZZERIA

Freccia in mezzeria:

$$\delta_{MAX} = 2.54 \text{ cm}$$

La verifica risulta soddisfatta: $\delta_{MAX} / L = 1/366 < 1 / 300$

▪ PROFILO CORPO DI COLLEGAMENTO NORD-EST HEB280

L'elemento viene messo in opera parallelamente al solaio di copertura, al di sotto di esso, per realizzare un'apertura nel solaio per il passaggio di canalizzazioni. È in semplice appoggio con luce di calcolo pari a 8.90m

L'area di influenza ha una larghezza pari a ~1.00m, da cui risulta un carico caratteristico sugli elementi (comprensivo di peso proprio) pari a:

$$p_{PP + PERMANENTE} = 653 \text{ kg/ml}$$

$$p_{ACCIDENTALE} = 150 \text{ kg/ml}$$

e un carico totale pari a:

$$p_{SLE} = 803 \text{ kg/ml}$$

$$p_{SLU} = 1080 \text{ kg/ml}$$

CLASSIFICAZIONE PER FLESSIONE DEL PROFILO

Classe HEB280 a flessione: **CLASSE 1**

Acciaio S 275: Coefficiente $\varepsilon = 0.92$

Coefficiente per anima inflessa: $h_w / t_w / \varepsilon = 20.2 < 72$

Coefficiente per ala compressa: $b / t_f / \varepsilon = 8.4 < 10$

VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) A TAGLIO AGLI APPOGGI

Taglio sollecitante:

$$V_{Ed} = 4810 \text{ kg}$$

Taglio resistente della sezione:

$$V_{cRd} = 62190 \text{ kg}$$

La verifica risulta soddisfatta: $V_{Ed} / V_{cRd} = 0.08 < 1$

VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) A FLESSIONE IN MEZZERIA

Momento flettente sollecitante:

$$M_{Ed} = 10700 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento flettente resistente della sezione:

$$\begin{aligned} M_{cRd} &= 40180 \text{ kg}\cdot\text{m} \\ \text{La verifica risulta soddisfatta: } M_{Ed} / M_{bRd} &= 0.27 < 1 \end{aligned}$$

VERIFICA DI DEFORMABILITÀ (SLE_RARA) IN MEZZERIA

Freccia in mezzeria:

$$\begin{aligned} \delta_{MAX} &= 1.62 \text{ cm} \\ \text{La verifica risulta soddisfatta: } \delta_{MAX} / L &= 1/549 < 1 / 300 \end{aligned}$$

▪ PROFILO SOPPALCO DI BORDO HEB200

I due profili appartengono al soppalco principale e sono situati all'interno della torretta sud-est. Hanno uno schema statico di un campata in appoggio ($L=2.80\text{m}$) con sbalzo ($L_{SB}=2.50\text{m}$).

Su di essi grava un'influenza di carico di solaio pari a 0.85m e il carico distribuito linearmente dei vetri di tamponamento perimetrali. Risulta un carico caratteristico sugli elementi pari a:

$$\begin{aligned} p_{PP + PERMANENTE} &= 475 \text{ kg/ml} \\ p_{ACCIDENTALE} &= 255 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

e un carico totale pari a:

$$\begin{aligned} p_{SLE} &= 730 \text{ kg/ml} \\ p_{SLU} &= 1000 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

CLASSIFICAZIONE PER FLESSIONE DEL PROFILO

$$\begin{aligned} \text{Classe HEB200 a flessione: } & \text{CLASSE 1} \\ \text{Acciaio S 275: } & \text{Coefficiente } \varepsilon = 0.92 \\ \text{Coefficiente per anima inflessa: } h_w / t_w / \varepsilon &= 16.1 < 72 \\ \text{Coefficiente per ala compressa: } b / t_f / \varepsilon &= 7.2 < 10 \end{aligned}$$

VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) A TAGLIO APPOGGIO CENTRALE

Taglio sollecitante:

$$V_{Ed} = 2500 \text{ kg}$$

Taglio resistente della sezione:

$$V_{cRd} = 37550 \text{ kg}$$

$$\text{La verifica risulta soddisfatta: } V_{Ed} / V_{cRd} = 0.07 < 1$$

VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) A FLESSIONE APPOGGIO CENTRALE

Momento flettente sollecitante:

$$M_{Ed} = 3125 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento flettente resistente della sezione:

$$M_{cRd} = 16830 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$\text{La verifica risulta soddisfatta: } M_{Ed} / M_{bRd} = 0.19 < 1$$

VERIFICA DI DEFORMABILITÀ (SLE_RARA) ESTREMITÀ SBALZO

Freccia in mezzzeria:

$$\delta_{MAX} = 1.62 \text{ cm}$$

La verifica risulta soddisfatta:

$$\delta_{MAX} / 2 / L_{SB} = 1/363 < 1 / 300$$

4.5.10 Verifiche travi composte acciaio-calcestruzzo

Oggetto del presente paragrafo sono le verifiche di resistenza delle membrature principali dei nuovi soppalchi a struttura mista acciaio-calcestruzzo.

I profili metallici sono connessi alla cappa collaborante in calcestruzzo e lamiera grecata tramite **pioli Nelson $\Phi 19\text{mm}$ alti 90mm** posti a quinconce ad **interasse 20cm**. La **soletta in c.a.** ha **altezza complessiva 110mm** ed è realizzata con un getto continuo da 55mm posto su una lamiera grecata collaborante di altezza 55mm. Le greche sono disposte parallelamente ai profili principali oggetto di verifica di questo paragrafo. I profili secondari, sono stati verificati come non collaboranti (v. par. relativo).

Le verifiche di resistenza a flessione vengono condotte confrontando il momento sollecitante M_{Sd} con il momento resistente della sezione composta $M_{pl,Rd}$. Viene inoltre verificato che il rapporto tra quest'ultimo e il momento resistente del solo profilo in acciaio $M_{pl,a,Rd}$ sia inferiore a 2.5; come precisato dalla Circolare al par. C4.3.4.3.1, il rispetto di tale condizione è un requisito necessario per poter definire la condizione come duttile e per poter disporre i connettori a taglio in modo uniforme.

Per il calcolo dell'asse neutro della sezione reagente, la larghezza della soletta collaborante b_c , viene scelta volta per volta come un'aliquota della larghezza efficace massima b_{EFF} calcolata come prescritto al par. 4.3.2.3 della Norma.

La verifica di resistenza a taglio agli appoggi, viene effettuata ponendo a confronto il taglio sollecitante V_{Sd} con il taglio resistente del solo profilo metallico V_{Rd} .

Per la verifica della connessione si procede nel modo seguente.

Si calcola inizialmente la resistenza ultima dei connettori utilizzati, definita al par. 4.3.4.3.1 come il valore minimo tra la resistenza a taglio del gambo del piolo $P_{Rd,a}$ e la resistenza a schiacciamento del cls $P_{Rd,c}$:

$$P_{Rd,a} = 0.8 \cdot f_t \cdot (\pi \cdot d^2 / 4) / \gamma_v$$

$$P_{Rd,c} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_c)^{0.5} / \gamma_v$$

dove: $f_t = 450\text{MPa}$ è la resistenza a rottura daell'acciaio del piolo

d è il diametro del piolo

$\gamma_v = 1.25$ è il fattore di sicurezza parziale per le connessioni.

α è un coefficiente funzione dell'altezza del piolo dopo la saldatura h_{SC} , pari a:

$$\alpha = 0.2 \cdot (h_{SC}/d + 1) \quad \text{per } 3 \leq h_{SC}/d \leq 4$$

$$\alpha = 1.0 \quad \text{per } h_{SC}/d > 4$$

Nel caso di solette realizzate con lamiera grecata, la resistenza di calcolo dei connettori a piolo calcolata per solette piene deve essere ridotta di un fattore k_L nel caso di lamiera disposta in direzione longitudinale rispetto al profilo e di un fattore k_T per lamiera in direzione trasversale.

Possono essere progettate due tipologie di connettori: a parziale e a completo ripristino della resistenza. Nelle connessioni a completo ripristino bisogna predisporre un numero di connettori tali da poter assorbire una forza di scorrimento pari a:

$$V = M_{pl,Rd} / z = \min (R_c ; R_a) = F_{cf}$$

dove:

$$R_c = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b_{EFF} \cdot h_c / \gamma_c \quad \text{Resistenza soletta di cls}$$

$$R_a = A_a \cdot f_{yd} / \gamma_a \quad \text{Resistenza trave in acciaio}$$

Nelle connessioni a parziale ripristino di resistenza, i pioli devono trasmettere la forza di scorrimento di progetto F_c , corrispondente alla reale sollecitazione della trave. Tale forza è facilmente determinabile grazie alla dipendenza lineare tra forza di scorrimento e momento sollecitante:

$$F_c = F_{cf} \cdot (M_{Sd} - M_{pl,a,Rd}) / (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd})$$

dove:

$M_{pl,Rd}$ è il momento resistente plastico della sezione composta

$M_{pl,a,Rd}$ è il momento resistente plastico della sola trave in acciaio

F_{cf} è la forza di scorrimento per connessione a completo ripristino di resistenza

F_c è la forza di scorrimento per connessione a parziale ripristino di resistenza

M_{Sd} è il momento sollecitante di progetto

Inoltre, al par. C4.3.4.3.1, viene definito il n° minimo di connettori per garantire la duttilità della connessione anche in caso di parziale ripristino della resistenza. In particolare viene posto un limite minimo, variabile per tipologia e geometria della connessione, al coefficiente η definito come $\eta = n_f / n$ dove:

n_f è il numero di connettori richiesto per connessione a completo ripristino di resistenza

n è il numero di connettori effettivamente disposto sul profilo

Per il caso in esame il limite inferiore per il coefficiente η è pari a:

$$\eta \geq \max (1 - (355 / f_y) \cdot (0.75 - 0.03 \cdot L_e) ; 0.4)$$

dove L_e è la distanza in metri tra due punti della trave a momento flettente nullo

Nel seguito di riportano le verifiche di resistenza per gli elementi maggiormente significativi. Le verifiche in esercizio di deformabilità e fessurazione vengono omesse in quanto non significative. Per quanto non esposto si rimanda agli allegati.

▪ **SOPPALCO ALA EST – PROFILO TIPO ZONA CENTRALE – IPE360 CON SBALZO**

Il profilo ha il seguente schema statico: una campata di luce $L = 8.80m$ e uno sbalzo di luce $L_{SB} = 2.80m$. Per la verifica del momento negativo in corrispondenza dello sbalzo, il profilo viene considerato non collaborante e non è quindi oggetto di questo paragrafo.

La larghezza della soletta collaborante è pari a $b_c = 170cm$.

L'area di influenza massima ha una larghezza pari a $\sim 2.70m$, da cui risulta un carico caratteristico sugli elementi pari a:

$$p_{PP + PERMANENTE} = 1450 \text{ kg/ml}$$

$$p_{ACCIDENTALE} = 870 \text{ kg/ml}$$

e un carico totale pari a:

$$p_{SLU} = 3190 \text{ kg/ml} \quad (1450 \cdot 1.3 + 870 \cdot 1.5)$$

Sull'estremità dello sbalzo è inoltre presente un carico concentrato dovuto ai tamponamenti. Il suo valore caratteristico è pari a:

$$F_{CONC} = 500 \text{ kg}$$

CLASSIFICAZIONE PER FLESSIONE DEL PROFILO

Classe IPE360 a flessione: **CLASSE 1**

Acciaio S 275: Coefficiente $\varepsilon = 0.92$

Coefficiente per anima inflessa: $h_w / t_w / \varepsilon = 40.4 < 72$

Coefficiente per ala compressa: $b / t_f / \varepsilon = 7.2 < 9$

VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE – MAX MOMENTO POSITIVO IN CAMPATA

Momento flettente sollecitante:

$$M_{Sd} = 27100 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento flettente resistente della sezione composta:

$$M_{pl,Rd} = 45400 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

La verifica risulta soddisfatta: $M_{Sd} / M_{pl,Rd} = 0.60 < 1$

Momento flettente resistente solo trave in acciaio:

$$M_{pl,a,Rd} = 26700 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Rapporto momenti resistenti: $M_{pl,Rd} / M_{pl,a,Rd} = 1.70 < 2.5$

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO – APPOGGIO CENTRALE

Taglio sollecitante:

$$V_{Sd} = 16800 \text{ kg}$$

Taglio resistente solo trave in acciaio:

$$V_{pl,Rd} = 43500 \text{ kg}$$

La verifica risulta soddisfatta: $V_{Ed} / V_{cRd} = 0.39 < 1$

CALCOLO RESISTENZA CONNETTORI

Rapp. altezza/diametro connettori: $h_{SC} / d = 4.74 > 4.0$

Resistenza a taglio del gambo del piolo:

$$P_{Rd,a} = 8160 \text{ kg}$$

Resistenza a schiacciamento del cls:

$$P_{Rd,c} = P_{Rd} = 7430 \text{ kg} < P_{Rd,a}$$

CONNESSIONE A COMPLETO RIPRISTINO DI RESISTENZA

Resistenza a trazione trave in acciaio:

$$R_s = 190.4 \text{ ton}$$

Resistenza a compressione soletta in calcestruzzo:

$$R_c = 145.7 \text{ ton} < R_s$$

Forza di scorrimento su metà campata per connessione a completo ripristino:

$$F_{CF} = R_C = 145.7 \text{ ton}$$

Passo massimo dei connettori per connessione a completo ripristino:

$$p_{MAX (COMPLETO)} = 19 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

Dal momento che $p_{MAX (COMPLETO)}$ è inferiore al passo dei connettori di progetto, la connessione risulta essere a parziale ripristino di resistenza.

CONNESSIONE A PARZIALE RIPRISTINO DI RESISTENZA

Forza di scorrimento su metà campata per connessione a parziale ripristino di resistenza:

$$F_C = 3.2 \text{ ton}$$

Limite inferiore del coefficiente η per garantire duttilità della connessione:

$$\eta_{MIN} = 0.78$$

Passo massimo dei connettori per connessione a parziale ripristino:

$$p_{MAX (PARZIALE)} = 24 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

La **connessione è a parziale ripristino di resistenza** ed è dotata di **adeguata duttilità**.

▪ SOPPALCO ALA EST – PROFILO TRASVERSALE ZONA NORD – IPE360 IN SEMPLICE APPOGGIO

Il profilo è in semplice appoggio con campata di luce $L = 6.60\text{m}$.

La larghezza della soletta collaborante è pari a $b_c = 160\text{cm}$.

L'area di influenza ha una larghezza pari a $\sim 3.50\text{m}$, da cui risulta un carico caratteristico sugli elementi pari a:

$$p_{PP + PERMANENTE} = 1750 \text{ kg/ml}$$

$$p_{ACCIDENTALE} = 1050 \text{ kg/ml}$$

e un carico totale pari a:

$$p_{SLU} = 3850 \text{ kg/ml} \quad (1750 \cdot 1.3 + 1050 \cdot 1.5)$$

CLASSIFICAZIONE PER FLESSIONE DEL PROFILO

Classe IPE360 a flessione: **CLASSE 1**

$$\text{Acciaio S 275:} \quad \text{Coefficiente } \varepsilon = 0.92$$

$$\text{Coefficiente per anima inflessa: } h_w / t_w / \varepsilon = 40.4 < 72$$

$$\text{Coefficiente per ala compressa: } b / t_f / \varepsilon = 7.2 < 9$$

VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE – MEZZERIA CAMPATA

Momento flettente sollecitante:

$$M_{Sd} = 20700 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento flettente resistente della sezione composta:

$$M_{pl,Rd} = 44700 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$\text{La verifica risulta soddisfatta:} \quad M_{Sd} / M_{pl,Rd} = 0.46 < 1$$

Momento flettente resistente solo trave in acciaio:

$$\begin{aligned} M_{pl,a,Rd} &= 26700 \text{ kg}\cdot\text{m} \\ \text{Rapporto momenti resistenti: } M_{pl,Rd} / M_{pl,a,Rd} &= 1.67 < 2.5 \end{aligned}$$

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO – APPOGGI

Taglio sollecitante:

$$V_{Sd} = 12700 \text{ kg}$$

Taglio resistente solo trave in acciaio:

$$V_{pl,Rd} = 43500 \text{ kg}$$

$$\text{La verifica risulta soddisfatta: } V_{Ed} / V_{cRd} = 0.29 < 1$$

CALCOLO RESISTENZA CONNETTORI

$$\text{Rapp. altezza/diametro connettori: } h_{SC} / d = 4.74 > 4.0$$

Resistenza a taglio del gambo del piolo:

$$P_{Rd,a} = 8160 \text{ kg}$$

Resistenza a schiacciamento del cls:

$$P_{Rd,c} = P_{Rd} = 7430 \text{ kg} < P_{Rd,a}$$

CONNESSIONE A COMPLETO RIPRISTINO DI RESISTENZA

Resistenza a trazione trave in acciaio:

$$R_S = 190.4 \text{ ton}$$

Resistenza a compressione soletta in calcestruzzo:

$$R_C = 137.9 \text{ ton} < R_S$$

Forza di scorrimento su metà campata per connessione a completo ripristino:

$$F_{CF} = R_C = 137.9 \text{ ton}$$

Passo massimo dei connettori per connessione a completo ripristino:

$$p_{MAX (COMPLETO)} = 18 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

Dal momento che $p_{MAX (COMPLETO)}$ è inferiore al passo dei connettori di progetto, la connessione risulta essere a parziale ripristino di resistenza.

CONNESSIONE A PARZIALE RIPRISTINO DI RESISTENZA

Forza di scorrimento su metà campata per connessione a parziale ripristino di resistenza:

$$F_C = 0.0 \text{ ton}$$

Limite inferiore del coefficiente η per garantire duttilità della connessione:

$$\eta_{MIN} = 0.81$$

Passo massimo dei connettori per connessione a parziale ripristino:

$$p_{MAX (PARZIALE)} = 22 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

La connessione è a parziale ripristino di resistenza ed è dotata di adeguata duttilità.

▪ SOPPALCO ALA EST – PROFILI TORRETTA SUD-EST – HEA360 IN SEMPLICE APPOGGIO

Il profilo è in semplice appoggio con campata di luce $L = 9.00\text{m}$.

La larghezza della soletta collaborante è pari a $b_c = 200\text{cm}$.

L'area di influenza massima ha una larghezza pari a ~3.00m, da cui risulta un carico caratteristico sugli elementi pari a:

$$p_{PP + PERMANENTE} = 1500 \text{ kg/ml}$$

$$p_{ACCIDENTALE} = 900 \text{ kg/ml}$$

e un carico totale pari a:

$$p_{SLU} = 3300 \text{ kg/ml} \quad (1500 \cdot 1.3 + 900 \cdot 1.5)$$

CLASSIFICAZIONE PER FLESSIONE DEL PROFILO

Classe HEA360 a flessione: **CLASSE 2**

Acciaio S 275: Coefficiente $\varepsilon = 0.92$

Coefficiente per anima inflessa: $h_w / t_w / \varepsilon = 28.2 < 72$

Coefficiente per ala compressa: $b / t_f / \varepsilon = 9.3 < 10$

VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE – MEZZERIA CAMPATA

Momento flettente sollecitante:

$$M_{Sd} = 33400 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento flettente resistente della sezione composta:

$$M_{pl,Rd} = 77200 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

La verifica risulta soddisfatta: $M_{Sd} / M_{pl,Rd} = 0.43 < 1$

Momento flettente resistente solo trave in acciaio:

$$M_{pl,a,Rd} = 54700 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Rapporto momenti resistenti: $M_{pl,Rd} / M_{pl,a,Rd} = 1.41 < 2.5$

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO – APPOGGI

Taglio sollecitante:

$$V_{Sd} = 14900 \text{ kg}$$

Taglio resistente solo trave in acciaio:

$$V_{pl,Rd} = 52900 \text{ kg}$$

La verifica risulta soddisfatta: $V_{Ed} / V_{cRd} = 0.28 < 1$

CALCOLO RESISTENZA CONNETTORI

Rapp. altezza/diametro connettori: $h_{SC} / d = 4.74 > 4.0$

Resistenza a taglio del gambo del piolo:

$$P_{Rd,a} = 8160 \text{ kg}$$

Resistenza a schiacciamento del cls:

$$P_{Rd,c} = P_{Rd} = 7430 \text{ kg} < P_{Rd,a}$$

CONNESSIONE A COMPLETO RIPRISTINO DI RESISTENZA

Resistenza a trazione trave in acciaio:

$$R_S = 374.5 \text{ ton}$$

Resistenza a compressione soletta in calcestruzzo:

$$R_C = 179.2 \text{ ton} < R_S$$

Forza di scorrimento su metà campata per connessione a completo ripristino:

$$F_{CF} = R_C = 179.2 \text{ ton}$$

Passo massimo dei connettori per connessione a completo ripristino:

$$p_{MAX (COMPLETO)} = 19 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

Dal momento che $p_{MAX (COMPLETO)}$ è inferiore al passo dei connettori di progetto, la connessione risulta essere a parziale ripristino di resistenza.

CONNESSIONE A PARZIALE RIPRISTINO DI RESISTENZA

Forza di scorrimento su metà campata per connessione a parziale ripristino di resistenza:

$$F_C = 0.0 \text{ ton}$$

Limite inferiore del coefficiente η per garantire duttilità della connessione:

$$\eta_{MIN} = 0.74$$

Passo massimo dei connettori per connessione a parziale ripristino:

$$p_{MAX (PARZIALE)} = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

La connessione è a parziale ripristino di resistenza ed è dotata di adeguata duttilità.

▪ SOPPALCO ALA BONARDI – PROFILI TIPO – HEA400 IN SEMPLICE APPOGGIO

Il profilo è in semplice appoggio con campata di luce $L = 9.30\text{m}$.

La larghezza della soletta collaborante è pari a $b_c = 200\text{cm}$.

L'area di influenza massima ha una larghezza pari a $\sim 3.80\text{m}$, da cui risulta un carico caratteristico sugli elementi pari a:

$$p_{PP + PERMANENTE} = 1900 \text{ kg/ml}$$

$$p_{ACCIDENTALE} = 1140 \text{ kg/ml}$$

e un carico totale pari a:

$$p_{SLU} = 4180 \text{ kg/ml} \quad (1900 \cdot 1.3 + 1140 \cdot 1.5)$$

CLASSIFICAZIONE PER FLESSIONE DEL PROFILO

Classe HEA400 a flessione: **CLASSE 1**

Acciaio S 275: Coefficiente $\varepsilon = 0.92$

Coefficiente per anima inflessa: $h_w / t_w / \varepsilon = 29.3 < 72$

Coefficiente per ala compressa: $b / t_f / \varepsilon = 8.5 < 9$

VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE – MEZZERIA CAMPATA

Momento flettente sollecitante:

$$M_{Sd} = 44600 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento flettente resistente della sezione composta:

$$M_{pl,Rd} = 92000 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

La verifica risulta soddisfatta: $M_{Sd} / M_{pl,Rd} = 0.48 < 1$

Momento flettente resistente solo trave in acciaio:

$$M_{pl,a,Rd} = 67100 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Rapporto momenti resistenti: $M_{pl,Rd} / M_{pl,a,Rd} = 1.37 < 2.5$

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO – APPOGGI

Taglio sollecitante:

$$V_{Sd} = 19200 \text{ kg}$$

Taglio resistente solo trave in acciaio:

$$V_{pl,Rd} = 64900 \text{ kg}$$

La verifica risulta soddisfatta: $V_{Ed} / V_{cRd} = 0.30 < 1$

CALCOLO RESISTENZA CONNETTORI

Rapp. altezza/diametro connettori: $h_{SC} / d = 4.74 > 4.0$

Resistenza a taglio del gambo del piolo:

$$P_{Rd,a} = 8160 \text{ kg}$$

Resistenza a schiacciamento del cls:

$$P_{Rd,c} = P_{Rd} = 7430 \text{ kg} < P_{Rd,a}$$

CONNESSIONE A COMPLETO RIPRISTINO DI RESISTENZA

Resistenza a trazione trave in acciaio:

$$R_S = 416.4 \text{ ton}$$

Resistenza a compressione soletta in calcestruzzo:

$$R_C = 179.2 \text{ ton} < R_S$$

Forza di scorrimento su metà campata per connessione a completo ripristino:

$$F_{CF} = R_C = 179.2 \text{ ton}$$

Passo massimo dei connettori per connessione a completo ripristino:

$$p_{MAX (COMPLETO)} = 19 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

Dal momento che $p_{MAX (COMPLETO)}$ è inferiore al passo dei connettori di progetto, la connessione risulta essere a parziale ripristino di resistenza.

CONNESSIONE A PARZIALE RIPRISTINO DI RESISTENZA

Forza di scorrimento su metà campata per connessione a parziale ripristino di resistenza:

$$F_C = 0.0 \text{ ton}$$

Limite inferiore del coefficiente η per garantire duttilità della connessione:

$$\eta_{MIN} = 0.73$$

Passo massimo dei connettori per connessione a parziale ripristino:

$$p_{MAX (PARZIALE)} = 26 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

La connessione è a parziale ripristino di resistenza ed è dotata di adeguata duttilità.

4.5.11 Verifiche elementi lignei – Copertura principale

In questo paragrafo vengono riportate le verifiche degli elementi lignei di nuova posa della copertura del corpo principale. In particolare si riporta la verifica delle membrature della Capriata 1 e dell'elemento trave di colmo/terzera maggiormente sollecitato.

A tutte le strutture in legno lamellare è stata attribuita una **classe di servizio 1**.

L'azione accidentale di minor durata (carico neve) è stata classificata come un carico di **media durata** (1 settimana – 6 mesi). Risulta un coefficiente correttivo $k_{MOD} = 0.8$.

Il coefficiente parziale di sicurezza del materiale è pari a: $\gamma_M = 0.45$.

Il coefficiente per il calcolo della deformazione a lungo termine $k_{DEF} = 0.6$.

È stato utilizzato **legno lamellare GL28** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Resistenza caratteristica a flessione:	$f_{m,k}$	=	280 kg/cm ²
Res. caratt. a trazione parallela alle fibre:	$f_{t,0,k}$	=	165 kg/cm ²
Res. caratt. a comp. parallela alle fibre:	$f_{c,0,k}$	=	240 kg/cm ²
Modulo elastico medio parallelo alle fibre:	$E_{0,m}$	=	126000 kg/cm ²
Modulo elastico caratt. parallelo alle fibre:	$E_{0,05}$	=	102000 kg/cm ²
Modulo di taglio medio:	G_m	=	7200 kg/cm ²

Resistenza progetto a flessione:	$f_{m,d}$	=	154.5 kg/cm²
Res. progetto a trazione parallela alle fibre:	$f_{t,0,d}$	=	91.0 kg/cm²
Res. progetto a comp parallela alle fibre:	$f_{c0,d}$	=	132.4 kg/cm²

▪ CAPRIATA TIPO 1

Le capriate hanno puntoni di sezione 20×30cm, catene 20×23 e puntoni e saette 16×16cm. La capriata 1, risulta essere quella maggiormente sollecitata, ha una luce netta interna pari a 12.04m e un'influenza di carico massima pari a 3.35m.

Ai puntoni sono applicati i carichi del manto di copertura, alle catene i carichi degli impianti.

In allegato sono riportati gli andamenti delle deformazioni in esercizio e le sollecitazioni assiali e flettenti allo SLU, per inviluppo combinazioni di carico statiche, che risultano essere quelle maggiormente gravose.

VERIFICA RESISTENZA (SLU) PUNTONE PRESSO-INFLESSO

Azione assiale sollecitante:	N_{Ed}	=	-18200 kg
Tensione di calcolo per comp.: $\sigma_{c,0,d}$		=	30.3 kg/cm ²
Momento flettente sollecitante: M_{Ed}		=	1700 kg·m
Tensione di calcolo per flessione: $\sigma_{m,d}$		=	56.7 kg/cm ²
Verifica soddisfatta:	$(\sigma_{c,0,d} / f_{c0,d})^2 + (\sigma_{m,d} / f_{m,d})$	=	0.42 < 1

La verifica di instabilità non è necessaria per la presenza delle terzere complanari a passo 1.55m.

VERIFICA RESISTENZA (SLU) CATENA TENSO-INFLESSA

Azione assiale sollecitante:	N_{Ed}	=	15300 kg
Tensione di calcolo per trazione:	$\sigma_{t,0,d}$	=	33.2 kg/cm ²
Momento flettente sollecitante: M_{Ed}		=	1050 kg·m
Tensione di calcolo per flessione:	$\sigma_{m,d}$	=	59.6 kg/cm ²
Verifica soddisfatta:	$(\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d}) + (\sigma_{m,d} / f_{m,d})$	=	0.75 < 1

VERIFICA INSTABILITA' CATENA INFLESSA (trascuro la trazione a favore di sicurezza)

Lunghezza di libera inflessione: L_0		=	600 cm
Tensione critica per flessione:	$\sigma_{m,crit}$	=	2220 kg/cm ²
Snellezza relativa di trave:	$\lambda_{rel,m}$	=	0.355
Coefficiente di tensione critica:	$k_{crit,m}$	=	1 (no instabilità)

VERIFICA RESISTENZA (SLU) MONACO TESO

Azione assiale sollecitante:	N_{Ed}	=	7600 kg
Tensione di calcolo per trazione:	$\sigma_{t,0,d}$	=	29.7 kg/cm ²
La verifica risulta soddisfatta:	$\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d}$	=	0.33 < 1

VERIFICA RESISTENZA (SLU) SAETTA COMPRESSA

Azione assiale sollecitante:	N_{Ed}	=	-5100 kg
Tensione di calcolo per comp.: $\sigma_{c,0,d}$		=	19.9 kg/cm ²
La verifica risulta soddisfatta:	$\sigma_{c,0,d} / f_{c0,d}$	=	0.15 < 1

VERIFICA INSTABILITA' SAETTA COMPRESSA

Lunghezza di libera inflessione: L_0		=	270 cm
Snellezza elemento:	λ	=	58.45
Snellezza relativa di trave:	$\lambda_{rel,c}$	=	0.902
Coefficiente k:	k	=	0.935
Coefficiente di tensione critica:	$k_{crit,c}$	=	0.841
La verifica risulta soddisfatta:	$\sigma_{c,0,d} / k_{crit,c} / f_{c0,d}$	=	0.18 < 1

VERIFICA DEFORMAZIONE (SLE)

Deformazione massima elastica:	$f_{(t=0)}$	=	0.79 cm
Deformazione max. lungo termine:	$f_{(t=\infty)}$	=	1.27 cm (0.79 · 1.60)
La verifica risulta soddisfatta:	$f_{(t=\infty)} / L$	=	1/948 < 1 / 300

▪ TERZERE E TRAVI DI COLMO

Gli elementi terzere/travi di colmo hanno sezione 16×20cm e luce di calcolo massima 3.85m.

L'area di influenza massima ha una larghezza pari a ~1.75m, da cui risulta un carico caratteristico sugli elementi pari a:

p PP + PERMANENTE	=	262.5 kg/ml
p ACCIDENTALE	=	262.5 kg/ml

e un carico totale pari a:

$$\begin{aligned}p_{SLE} &= 525 \text{ kg/ml} \\p_{SLU} &= 735 \text{ kg/ml} \quad (262.5 \cdot 1.3 + 262.5 \cdot 1.5)\end{aligned}$$

VERIFICA RESISTENZA (SLU) A FLESSIONE

$$\text{Momento flettente sollecitante: } M_{Ed} = 1360 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$\text{Tensione di calcolo per flessione: } \sigma_{m,d} = 127.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{La verifica risulta soddisfatta: } \sigma_{m,d} / f_{m,d} = 0.82 < 1$$

VERIFICA INSTABILITA' DI TRAVE (trascuro la presenza dei travetti non complanari)

$$\text{Lunghezza di libera inflessione: } L_0 = 385 \text{ cm}$$

$$\text{Tensione critica per flessione: } \sigma_{m,crit} = 2547 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Snellezza relativa di trave: } \lambda_{rel,m} = 0.331$$

$$\text{Coefficiente di tensione critica: } k_{crit,m} = 1 \quad (\text{no instabilità})$$

VERIFICA DEFORMAZIONE (SLE)

$$\text{Deformazione massima elastica: } f_{(t=0)} = 0.56 \text{ cm}$$

$$\text{Deformazione max. lungo termine: } f_{(t=\infty)} = 0.90 \text{ cm} \quad (0.56 \cdot 1.60)$$

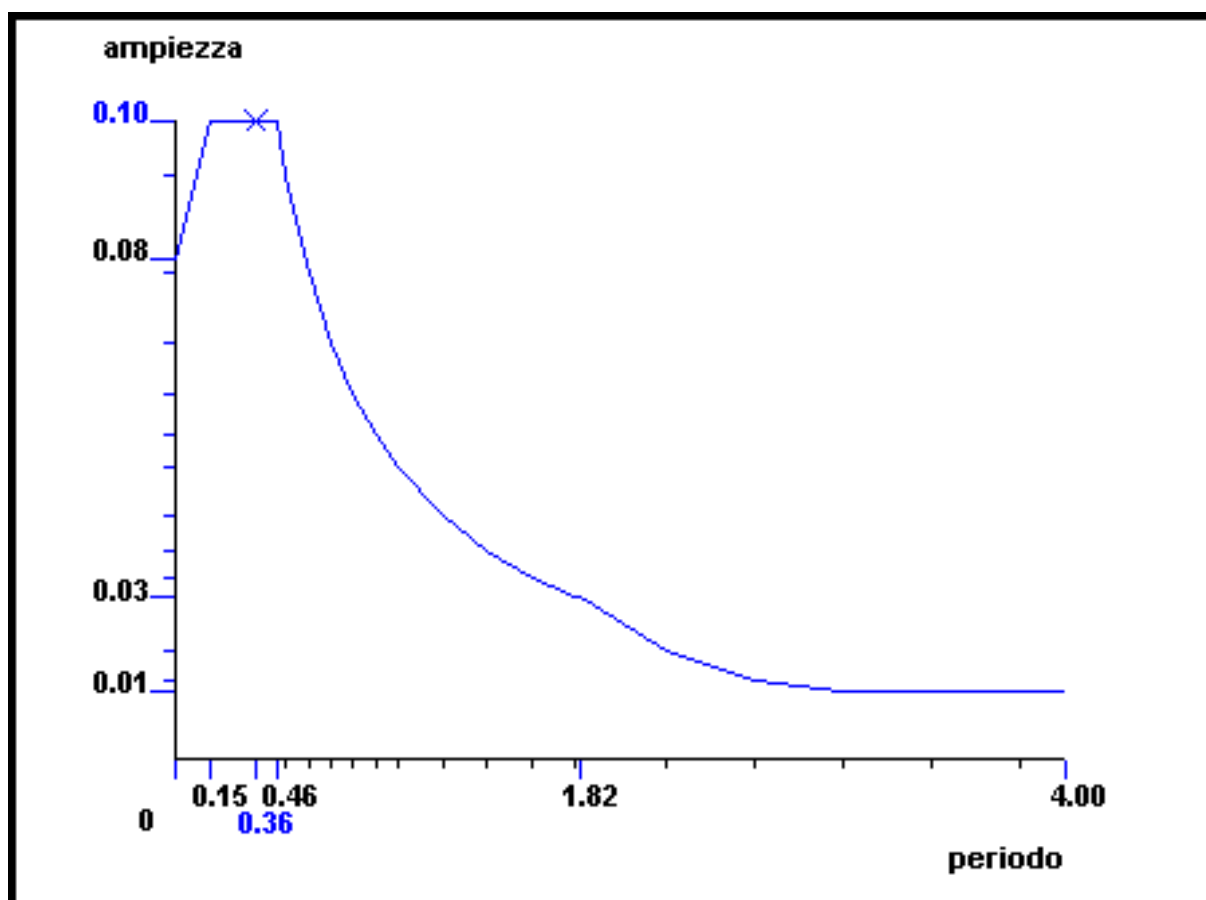
$$\text{La verifica risulta soddisfatta: } f_{(t=\infty)} / L = 1/428 < 1 / 300$$

4.6 ALLEGATI

- **ALLEGATO 1** – Spettri di risposta sismica di progetto SLV e SLO
- **ALLEGATO 2** – Modello a EF
- **ALLEGATO 3** – Verifica al fuoco nuovi solai in lamiera e soletta in c.a.
- **ALLEGATO 4** – Verifiche di resistenza maschi murari – Presso-flessione e taglio
- **ALLEGATO 5** – Verifiche meccanismi locali di collasso delle murature
- **ALLEGATO 6** – Verifiche elementi in c.a. SLU e SLE
- **ALLEGATO 7** – Verifiche profili metallici – Flessione e taglio
- **ALLEGATO 8** – Verifiche travi composte acciaio-calcestruzzo
- **ALLEGATO 9** – Verifiche capriate lignee – Capriata 1 - Deformate e sollecitazioni
- **ALLEGATO 10** – Dati input e output modello di calcolo (CD allegato)

ALLEGATO 1 - SPETTRI DI RISPOSTA SISMICA DI PROGETTO SLV E SLO

Grafico spettro - SLV

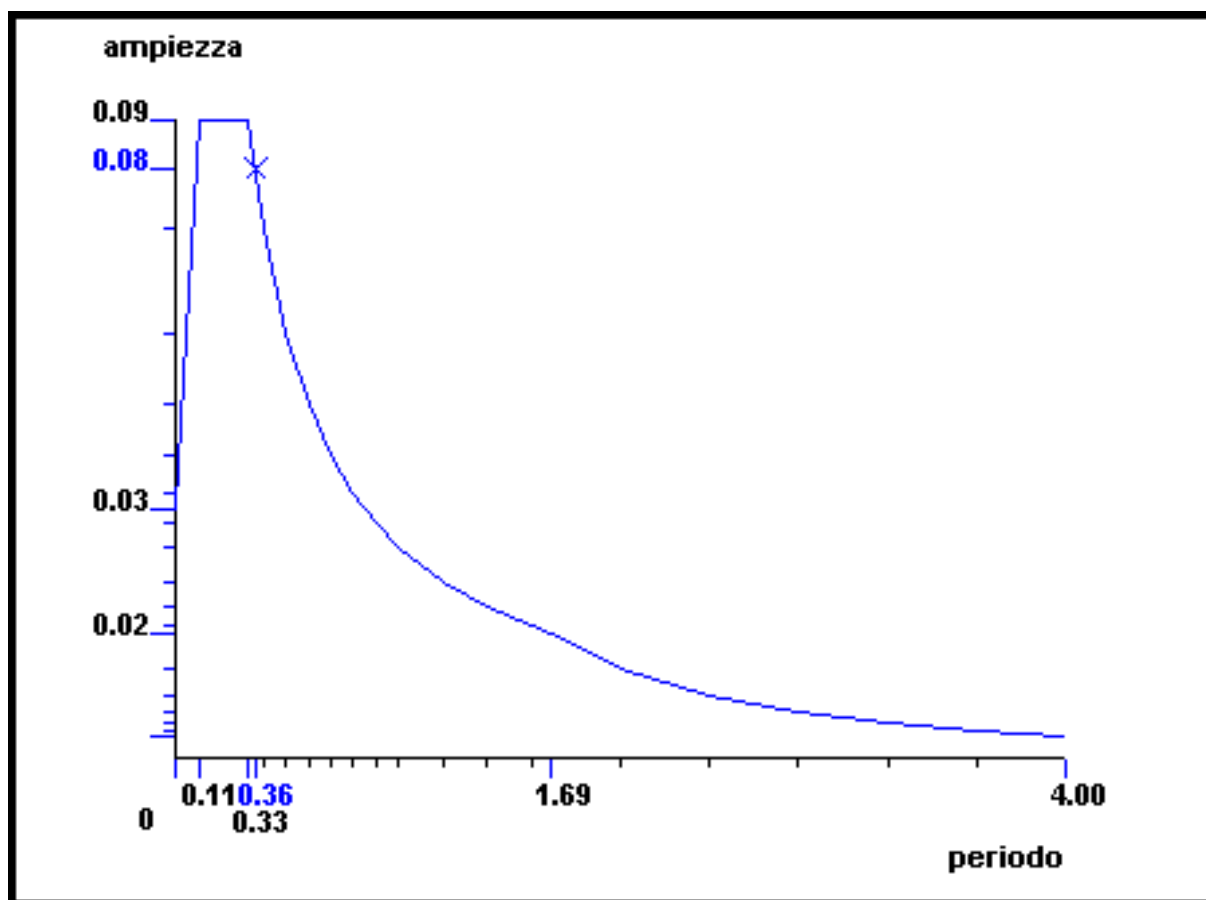


Fattore di importanza γ_i 1 applicato
Accelerazione $X = 0.103371$ g

Spettri orizzontali:

Num.	Periodo	A.slu X
1	0.000	0.0810
2	0.153	0.1034
3	0.458	0.1034
4	0.500	0.0947
5	0.600	0.0789
6	0.700	0.0677
7	0.800	0.0592
8	0.900	0.0526
9	1.000	0.0474
10	1.200	0.0395
11	1.400	0.0338
12	1.600	0.0296
13	1.800	0.0263
14	1.816	0.0261
15	2.200	0.0178
16	2.600	0.0127
17	3.000	0.0108
18	3.400	0.0108
19	3.800	0.0108
20	4.000	0.0108

Grafico spettro - SLO

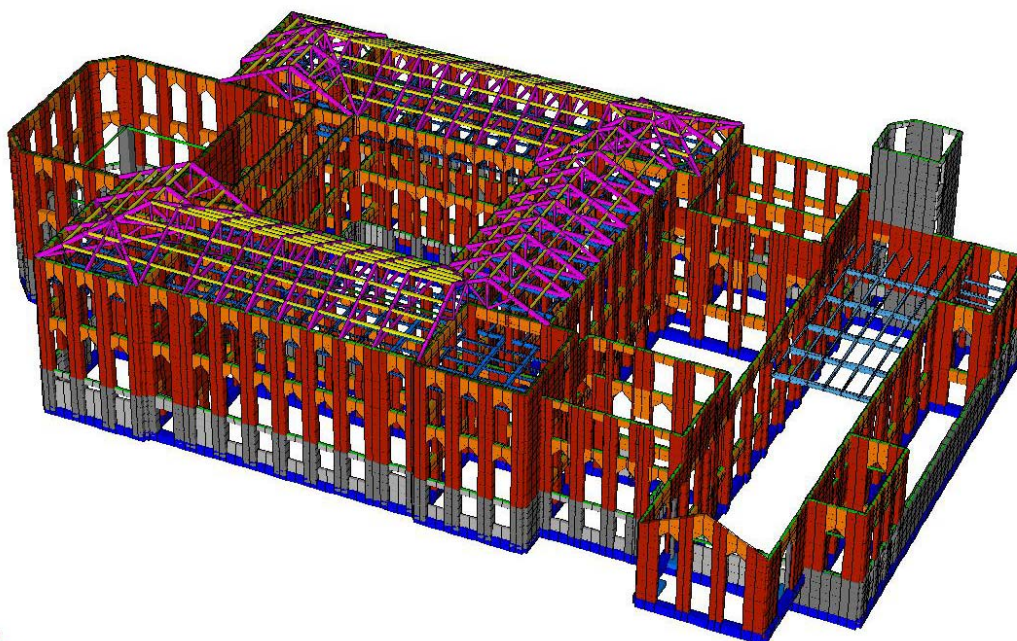


Fattore di importanza γ_i 1 applicato
Accelerazione $X = 0.0813352$ g

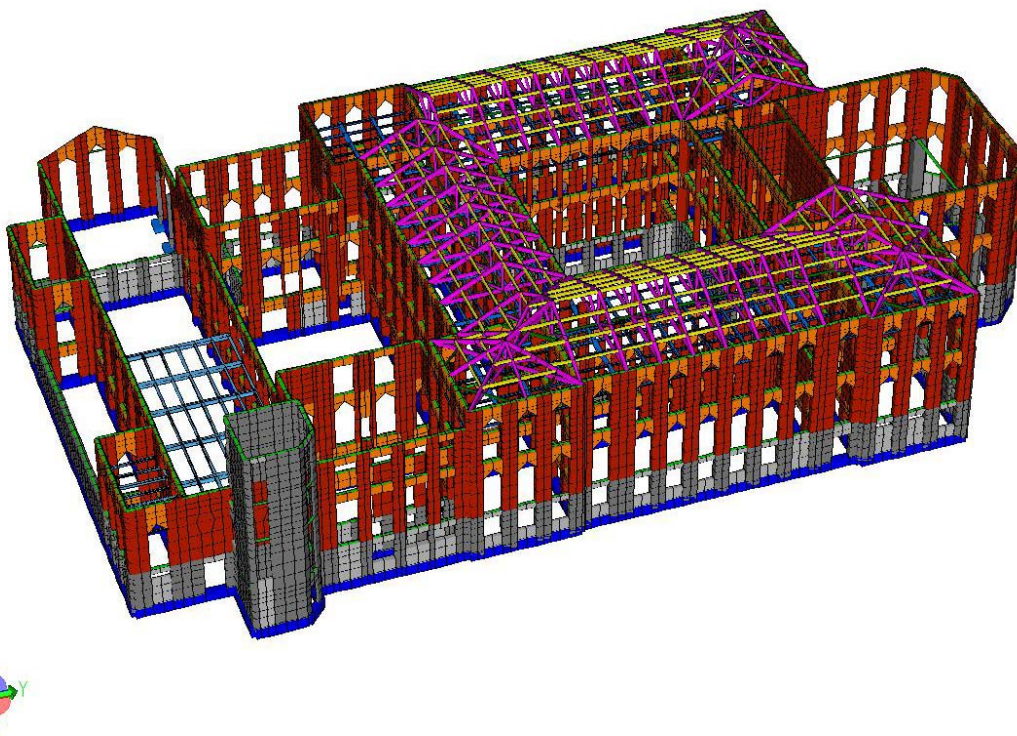
Spettri orizzontali:

Num.	Periodo	A.sld XY
1	0.000	0.0345
2	0.111	0.0880
3	0.333	0.0880
4	0.400	0.0732
5	0.500	0.0586
6	0.600	0.0488
7	0.700	0.0418
8	0.800	0.0366
9	0.900	0.0325
10	1.000	0.0293
11	1.200	0.0244
12	1.400	0.0209
13	1.600	0.0183
14	1.692	0.0173
15	2.000	0.0124
16	2.400	0.0086
17	2.800	0.0063
18	3.200	0.0048
19	3.600	0.0038
20	4.000	0.0031

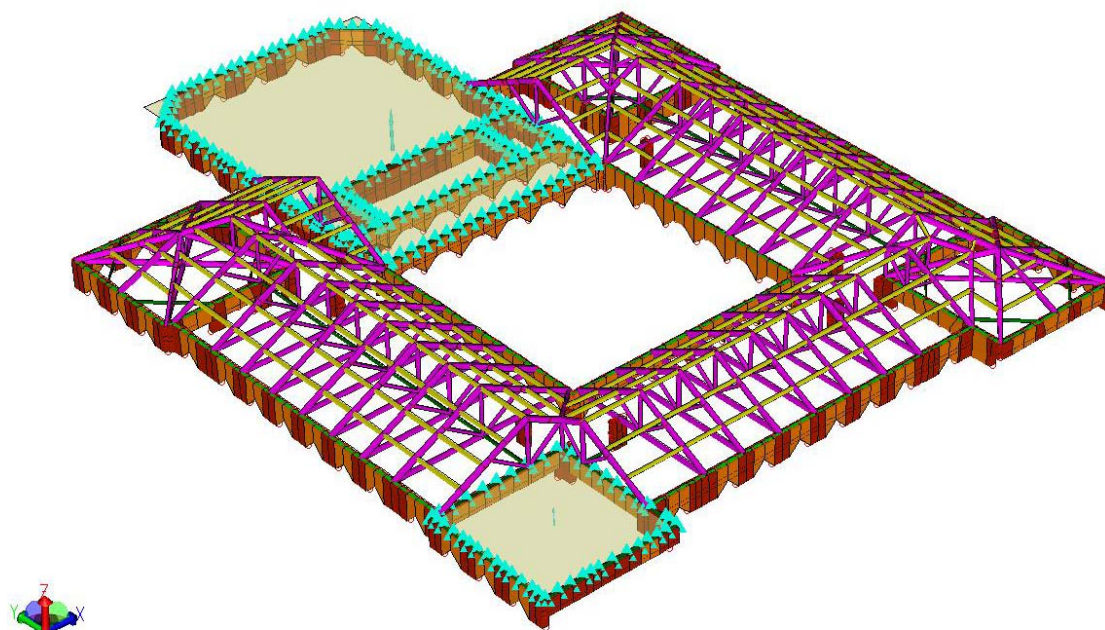
ALLEGATO 2 - MODELLO A EF



Vista modello EF da est



Vista modello EF da ovest



Vista modello EF – Particolare copertura corpo principale – Disposizione piani rigidi

ALLEGATO 3 - VERIFICA AL FUOCO - NUOVI SOLAI IN LAMIERA E SOLETTA IN C.A.

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DEL LAVORO

```
=====
Nome archivio di lavoro      : Verifica fuoco solaio
Intestazione del lavoro     : Soletta lamiera collaborante
Unita' misura Forza         : kg
Unita' misura Lunghezza     : cm
Unita' misura Tensioni      : kg/cmq
Tempo finale di calcolo     : 60
Curva temperatura-tempo    : Standard
Numero suddivisioni         : 48
Temperatura aria ambiente   : 20.0
Convezione (parete al fuoco) : 25.0
Radiazione (parete al fuoco) : 0.56
Convezione (parete ambiente) : 9.0
Radiazione (parete ambiente) : 0.56
```

Normativa: NTC-2008 Versione: 14 Gennaio 2008

Fattori di riduzione dei materiali

Calcestruzzo secondo: Calcestruzzo a base calcarea

Acciaio secondo: Curval (travi...)

Acciaio precompresso secondo: Cl. 1 - Curva 1 a (ordinario)

```
Resistenza caratteristica a 28 gg.cls. Rck:      300    kg/cmq
Tens. di snervamento acciaio normale.. fyk:     4580    kg/cmq
Tens. di snervamento acciaio trefoli. fykp:    16300    kg/cmq
```

```
Tensione di calcolo calcestruzzo..... fcd:      -249    kg/cmq
Tensione di calcolo acciaio ordinario. fsd:      4580    kg/cmq
Modulo di Young acciaio ordinario..... Es:    2100000    kg/cmq
Tensione di calcolo trefoli..... fpd:      16300    kg/cmq
Modulo di Young trefoli..... Ep:    2100000    kg/cmq
Def.unit.dell'a.p. per presoll.perm Def.po:    0.00500
Tensione di calcolo a compressione cls fcd:      -249    kg/cmq
Tensione di calcolo a trazione cls... fctd:      18      kg/cmq
```

```
n.reg.  descrizione
1      Grupp01
```

NODI DELLA SEZIONE

Nodo	Coord.X	Coord.Y	Temp: t=0	Temp: t=10.0	t=20.0	t=30.0	t=40.0	t=50.0	t=60.0
(Nodi a temperatura minima e massima)									
3	0.000	0.000	20.0	22.3	48.6	103.1	166.7	230.0	290.3
7	1.400	-11.000	20.0	529.0	763.9	845.5	890.8	924.4	951.6

ARMATURE A.O.

Arm	Temp	fatt.rid.	Def(%)	Tens	X	Y	Diam (mm)
1	690	0.255	2.00	1166.4	19.5	-8.0	10.0
2	681	0.276	2.00	1266.2	4.4	-8.0	10.0
3	690	0.255	2.00	1166.9	49.5	-8.0	10.0
4	690	0.255	2.00	1166.9	34.5	-8.0	10.0
5	690	0.254	2.00	1163.2	79.4	-8.0	10.0
6	690	0.255	2.00	1166.9	64.4	-8.0	10.0

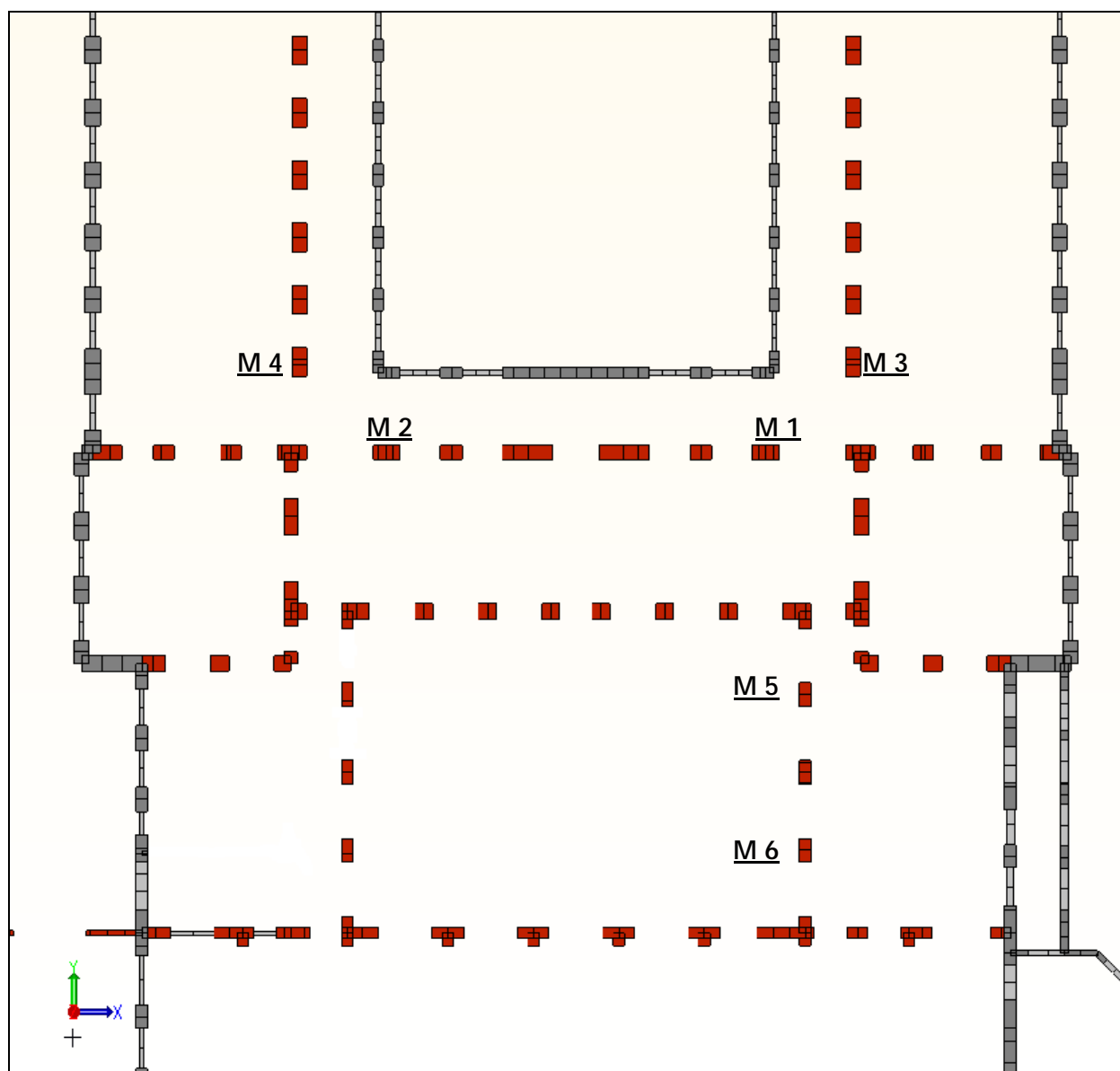
VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DELLA SEZIONE

Zona compressa	Descrizione	Tempo verifica
superiore	Verifica fuoco solaio	60

Verifica a pressoflessione

```
Sforzo normale      N =      0
Legame Costitutivo Parabola-Rettangolo: -0.0020/-0.0035
Posizione asse neutro: Yn= -0.7
Momento di rottura: Mr=  41182.7
Campo di rottura della sezione: 2 (massima deformazione acciaio teso)
Deformazione max. nel calcestruzzo epsc max(%)= -0.20
Tensione corrispondente nel calcestruzzo sigc = -196.0
Deformazione max. nell'acciaio epss max(%)=  2.00
Tensione corrispondente nell'acciaio sigs = 1163.2
```

ALLEGATO 4 - VERIFICHE DI RESISTENZA MASCHI MURARI – PRESSO-FLESSIONE E TAGLIO



P. Interrato – Verifica di resistenza a presso flessione – Maschi oggetto di verifica

VERIFICHE MURATURE			AZIONE SISMICA DIREZIONE LONGITUDINALE						
MASCHIO 1 - P. INTERRATO			Comb. 3-11 (mom. flettente) - Comb. 9-17 (taglio)						
GEOMETRIA			SOLLECITAZIONI (nella direzione del piano del muro)						
lunghezza parete	spessore parete	altezza parete	azione assiale	momento flettente	taglio nel piano	eccentricità dir longitud	lunghe parte comp parete	coeff parziale della sezione	
l [m]	t [m]	h[m]	NED [t]	MED [tm]	VED [t]	e [m]	l' [m]	β [%]	
1,20	0,60	4,00	64,89	1,24	0,44	0,02	1,16	97%	
PARAMETRI GENERALI			PROP. MECCANICHE			TENS. COMPRESSIONE			
livello di conoscenza	fattore di confidenza	comb carico statico o	coeff parziale sicurezza	coeff correz. taglio	res media a compress	res media a taglio	tens normale A totale (N/lt)	tens normale A comp (N/lt)	
LC (1, 2 o 3)	FC [---]	sismica	γM [---]	b [---]	fM [kg/cmq]	τ0 [kg/cmq]	σ0 [kg/cmq]	σn [kg/cmq]	
2	1,20	sismica	2,0	1,50	32,00	0,70	9,01	9,31	
VERIFICA A TAGLIO			VERIFICHE A COMP. SEMPLICE E A PRESSO-FLESSIONE						
res progetto a taglio	taglio res progetto	Coeff. sicur. taglio	res progetto a compress	az. assiale res progetto	Coeff. sicur. az. assiale	momento res progetto	Coeff. sicur. pres-flex		
fvd [kg/cmq]	VRD [t]	VED / VRD	fd [kg/cmq]	NRD [t]	NED / NRD	MRD [tm]	MED / MRD		
1,84	15,6	0,03	13,33	96,0	0,68	8,0	0,16		

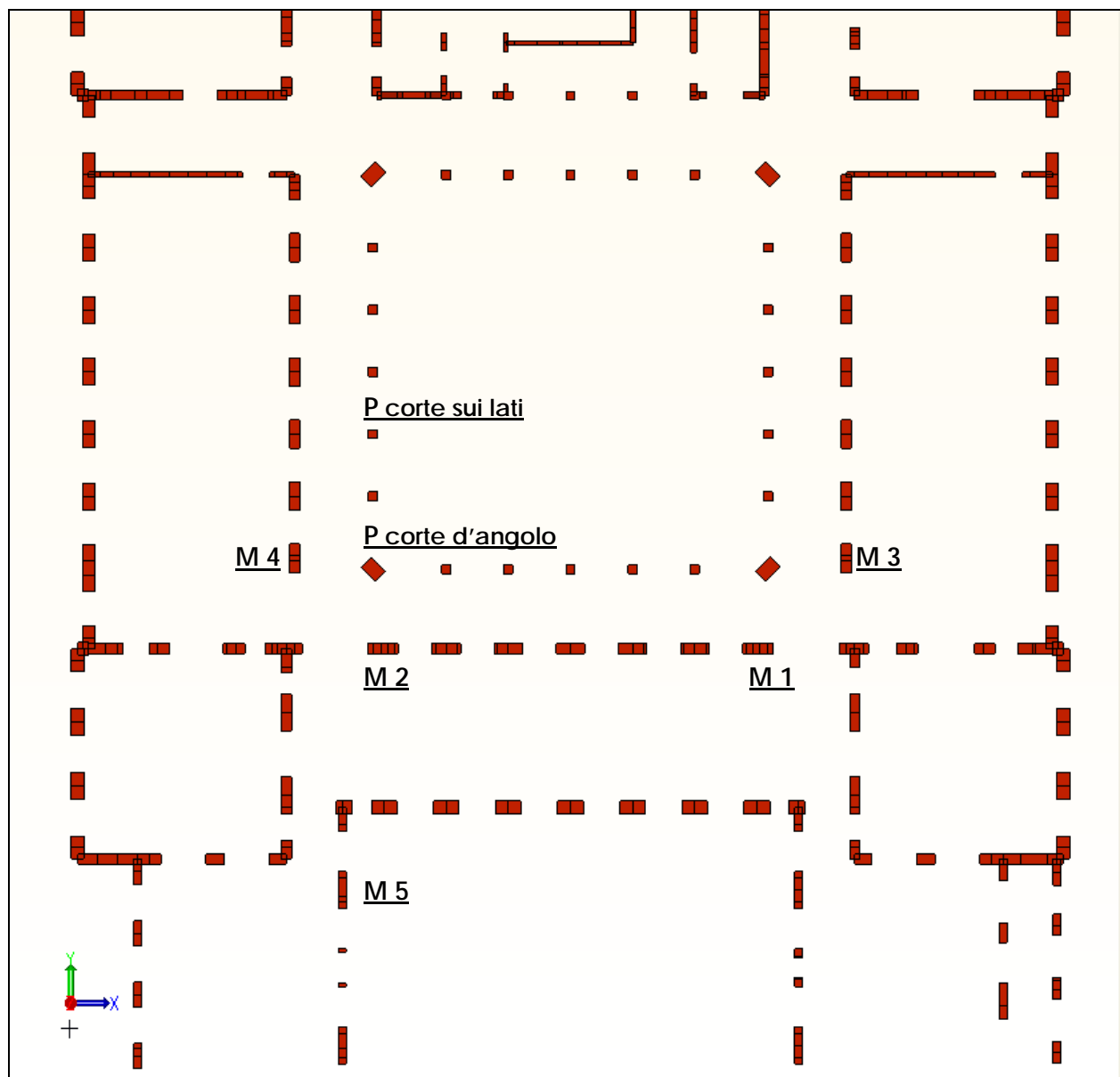
VERIFICHE MURATURE					AZIONE SISMICA DIREZIONE LONGITUDINALE				
MASCHIO 2 - P. INTERRATO					Comb. 5-13 (mom. flettente) - Comb. 9-17 (taglio)				
GEOMETRIA			SOLLECITAZIONI (nella direzione del piano del muro)						
lunghezza parete	spessore parete	altezza parete	azione assiale	momento flettente	taglio nel piano	eccentricità dir longitud	lunghe parte comp parete	coeff parziale della sezione	
l [m]	t [m]	h[m]	NED [t]	MED [tm]	VED [t]	e [m]	l' [m]	β [%]	
1,20	0,60	4,00	64,11	1,18	0,26	0,02	1,16	97%	
PARAMETRI GENERALI					PROP. MECCANICHE		TENS. COMPRESSIONE		
livello di conoscenza	fattore di confidenza	comb carico statico o	coeff parziale sicurezza	coeff correz. taglio	res media a compress	res media a taglio	tens normale A totale (N/lt)	tens normale A comp (N/lt)	
LC (1, 2 o 3)	FC [---]	sismica	γM [---]	b [---]	fM [kg/cmq]	τ0 [kg/cmq]	σ0 [kg/cmq]	σn [kg/cmq]	
2	1,20	sismica	2,0	1,50	32,00	0,70	8,90	9,19	
VERIFICA A TAGLIO			VERIFICHE A COMP. SEMPLICE E A PRESSO-FLESSIONE						
res progetto a taglio	taglio res progetto	Coeff. sicur. taglio	res progetto a compress	az. assiale res progetto	Coeff. sicur. az. assiale	momento res progetto	Coeff. sicur. pres-flex		
fvd [kg/cmq]	VRD [t]	VED / VRD	fd [kg/cmq]	NRD [t]	NED / NRD	MRD [tm]	MED / MRD		
1,82	15,5	0,02	13,33	96,0	0,67	8,2	0,14		

VERIFICHE MURATURE				AZIONE SISMICA DIREZIONE LONGITUDINALE				
MASCHIO 3 - P. INTERRATO				Comb. 7-15 (mom. flettente) - Comb. 9-17 (taglio)				
GEOMETRIA			SOLLECITAZIONI (nella direzione del piano del muro)					
lunghezza parete	spessore parete	altezza parete	azione assiale	momento flettente	taglio nel piano	eccentricità dir longitud	lunghe parte comp parete	coeff parziale della sezione
l [m]	t [m]	h[m]	NED [t]	MED [tm]	VED [t]	e [m]	l' [m]	β [%]
1,25	0,65	4,00	76,02	1,36	0,50	0,02	1,21	97%
PARAMETRI GENERALI					PROP. MECCANICHE		TENS. COMPRESSIONE	
livello di conoscenza	fattore di confidenza	comb carico statica o	coeff parziale sicurezza	coeff correz. taglio	res media a compress	res media a taglio	tens normale A totale (N/lt)	tens normale A comp (N/lt)
LC (1, 2 o 3)	FC [---]	sismica	γM [---]	b [---]	fM [kg/cmq]	τ0 [kg/cmq]	σ0 [kg/cmq]	σn [kg/cmq]
2	1,20	sismica	2,0	1,50	32,00	0,70	9,36	9,63
VERIFICA A TAGLIO			VERIFICHE A COMP. SEMPLICE E A PRESSO-FLESSIONE					
res progetto a taglio	taglio res progetto	Coeff. sicur. taglio	res progetto a compress	az. assiale res progetto	Coeff. sicur. az. assiale	momento res progetto	Coeff. sicur. pres-flex	
fvd [kg/cmq]	VRD [t]	VED / VRD	fd [kg/cmq]	NRD [t]	NED / NRD	MRD [tm]	MED / MRD	
1,90	17,9	0,03	13,33	108,3	0,70	8,3	0,16	

VERIFICHE MURATURE					AZIONE SISMICA DIREZIONE LONGITUDINALE				
MASCHIO 4 - P. INTERRATO					Comb. 9-17 (mom. flettente) - Comb. 7-15 (taglio)				
GEOMETRIA			SOLLECITAZIONI (nella direzione del piano del muro)						
lunghezza parete	spessore parete	altezza parete	azione assiale	momento flettente	taglio nel piano	eccentricità dir longitud	lunghe parte comp parete	coeff parziale della sezione	
l [m]	t [m]	h[m]	NED [t]	MED [tm]	VED [t]	e [m]	l' [m]	β [%]	
1,25	0,65	4,00	75,75	1,31	0,64	0,02	1,22	97%	
PARAMETRI GENERALI					PROP. MECCANICHE		TENS. COMPRESSIONE		
livello di conoscenza	fattore di confidenza	comb carico statica o	coeff parziale sicurezza	coeff correz. taglio	res media a compress	res media a taglio	tens normale A totale (N/lt)	tens normale A comp (N/lt)	
LC (1, 2 o 3)	FC [---]	sismica	γM [---]	b [---]	fM [kg/cmq]	τ0 [kg/cmq]	σ0 [kg/cmq]	σn [kg/cmq]	
2	1,20	sismica	2,0	1,50	32,00	0,70	9,32	9,59	
VERIFICA A TAGLIO			VERIFICHE A COMP. SEMPLICE E A PRESSO-FLESSIONE						
res progetto a taglio	taglio res progetto	Coeff. sicur. taglio	res progetto a compress	az. assiale res progetto	Coeff. sicur. az. assiale	momento res progetto	Coeff. sicur. pres-flex		
fvd [kg/cmq]	VRD [t]	VED / VRD	fd [kg/cmq]	NRD [t]	NED / NRD	MRD [tm]	MED / MRD		
1,89	17,9	0,04	13,33	108,3	0,70	8,4	0,16		

VERIFICHE MURATURE			AZIONE SISMICA DIREZIONE LONGITUDINALE						
MASCHIO 5 - P. INTERRATO			Comb. 5-13 (mom. flettente) - Comb. 9-17 (taglio)						
GEOMETRIA			SOLLECITAZIONI (nella direzione del piano del muro)						
lunghezza parete	spessore parete	altezza parete	azione assiale	momento flettente	taglio nel piano	eccentricità dir longitud	lunghe parte comp parete	coeff parziale della sezione	
l [m]	t [m]	h [m]	NED [t]	MED [tm]	VED [t]	e [m]	l' [m]	β [%]	
1,05	0,50	4,00	50,26	0,19	0,51	0,00	1,04	99%	
PARAMETRI GENERALI				PROP. MECCANICHE		TENS. COMPRESSIONE			
livello di conoscenza	fattore di confidenza	comb carico statica o	coeff parziale sicurezza	coeff correz. taglio	res media a compress	res media a taglio	tens normale A totale (N/lt)	tens normale A comp (N/lt)	
LC (1, 2 o 3)	FC [---]	sismica	γ_M [---]	b [---]	f _m [kg/cm ²]	τ_0 [kg/cm ²]	σ_0 [kg/cm ²]	σ_n [kg/cm ²]	
2	1,20	sismica	2,0	1,50	32,00	0,70	9,57	9,64	
VERIFICA A TAGLIO			VERIFICHE A COMP. SEMPLICE E A PRESSO-FLESSIONE						
res progetto a taglio	taglio res progetto	Coeff. sicur. taglio	res progetto a compress	az. assiale res progetto	Coeff. sicur. az. assiale	momento res progetto	Coeff. sicur. pres-flex		
f _{vd} [kg/cm ²]	V _{RD} [t]	V _{ED} / V _{RD}	f _d [kg/cm ²]	N _{RD} [t]	N _{ED} / N _{RD}	M _{RD} [tm]	M _{ED} / M _{RD}		
1,90	11,7	0,04	13,33	70,0	0,72	4,1	0,05		

VERIFICHE MURATURE			AZIONE SISMICA DIREZIONE LONGITUDINALE						
MASCHIO 6 - P. INTERRATO			Comb. 8-16 (mom. flettente) - Comb. 8-16 (taglio)						
GEOMETRIA			SOLLECITAZIONI (nella direzione del piano del muro)						
lunghezza parete	spessore parete	altezza parete	azione assiale	momento flettente	taglio nel piano	eccentricità dir longitud	lunghe parte comp parete	coeff parziale della sezione	
l [m]	t [m]	h [m]	NED [t]	MED [tm]	VED [t]	e [m]	l' [m]	β [%]	
1,05	0,50	4,00	48,93	0,13	0,44	0,00	1,04	99%	
PARAMETRI GENERALI				PROP. MECCANICHE		TENS. COMPRESSIONE			
livello di conoscenza	fattore di confidenza	comb carico statica o	coeff parziale sicurezza	coeff correz. taglio	res media a compress	res media a taglio	tens normale A totale (N/lt)	tens normale A comp (N/lt)	
LC (1, 2 o 3)	FC [---]	sismica	γ_M [---]	b [---]	f _m [kg/cm ²]	τ_0 [kg/cm ²]	σ_0 [kg/cm ²]	σ_n [kg/cm ²]	
2	1,20	sismica	2,0	1,50	32,00	0,70	9,32	9,37	
VERIFICA A TAGLIO			VERIFICHE A COMP. SEMPLICE E A PRESSO-FLESSIONE						
res progetto a taglio	taglio res progetto	Coeff. sicur. taglio	res progetto a compress	az. assiale res progetto	Coeff. sicur. az. assiale	momento res progetto	Coeff. sicur. pres-flex		
f _{vd} [kg/cm ²]	V _{RD} [t]	V _{ED} / V _{RD}	f _d [kg/cm ²]	N _{RD} [t]	N _{ED} / N _{RD}	M _{RD} [tm]	M _{ED} / M _{RD}		
1,85	11,5	0,04	13,33	70,0	0,70	4,6	0,03		



P. Terra – Verifica di resistenza a presso flessione – Maschi e pilastri oggetto di verifica

VERIFICHE MURATURE					AZIONE SISMICA DIREZIONE LONGITUDINALE				
MASCHIO 1 - P. TERRA					Comb. 5-13 (mom. flettente) - Comb. 4-12 (taglio)				
GEOMETRIA			SOLLECITAZIONI (nella direzione del piano del muro)						
lunghezza parete	spessore parete	altezza parete	azione assiale	momento flettente	taglio nel piano	eccentricità dir longitud	lunghezz parte comp parete	coeff parziale della sezione	
l [m]	t [m]	h[m]	NED [t]	MED [tm]	VED [t]	e [m]	l' [m]	β [%]	
1,35	0,45	5,20	36,48	3,57	4,11	0,10	1,15	86%	
PARAMETRI GENERALI					PROP. MECCANICHE		TENS. COMPRESSIONE		
livello di conoscenza	fattore di confidenza	comb carico statica o	coeff parziale sicurezza	coeff correz. taglio	res media a compress	res media a taglio	tens normale A totale (N/lt)	tens normale A comp (N/lt)	
LC (1, 2 o 3)	FC [---]	sismica	γM [---]	b [---]	fM [kg/cmq]	τ0 [kg/cmq]	σ0 [kg/cmq]	σn [kg/cmq]	
2	1,20	sismica	2,0	1,50	32,00	0,70	6,00	7,02	
VERIFICA A TAGLIO			VERIFICHE A COMP. SEMPLICE E A PRESSO-FLESSIONE						
res progetto a taglio	taglio res progetto	Coeff. sicur. taglio	res progetto a compress	az. assiale res progetto	Coeff. sicur. az. assiale	momento res progetto	Coeff. sicur. pres-flex		
fvd [kg/cmq]	VRD [t]	VED / VRD	fd [kg/cmq]	NRD [t]	NED / NRD	MRD [tm]	MED / MRD		
1,46	11,0	0,37	13,33	81,0	0,45	11,6	0,31		

VERIFICHE MURATURE			AZIONE SISMICA DIREZIONE LONGITUDINALE						
MASCHIO 2 - P. TERRA			Comb. 2-10 (mom. flettente) - Comb. 2-10 (taglio)						
GEOMETRIA			SOLLECITAZIONI (nella direzione del piano del muro)						
lunghezza parete	spessore parete	altezza parete	azione assiale	momento flettente	taglio nel piano	eccentricità dir longitud	lunghe parte comp parete	coeff parziale della sezione	
l [m]	t [m]	h[m]	NED [t]	MED [tm]	VED [t]	e [m]	l' [m]	β [%]	
1,35	0,45	5,20	36,17	3,50	3,88	0,10	1,16	86%	
PARAMETRI GENERALI			PROP. MECCANICHE			TENS. COMPRESSIONE			
livello di conoscenza	fattore di confidenza	comb carico statica o	coeff parziale sicurezza	coeff correz. taglio	res media a compress	res media a taglio	tens normale A totale (N/lt)	tens normale A comp (N/lt)	
LC (1, 2 o 3)	FC [---]	sismica	γM [---]	b [---]	fM [kg/cmq]	τ0 [kg/cmq]	σ0 [kg/cmq]	σn [kg/cmq]	
2	1,20	sismica	2,0	1,50	32,00	0,70	5,95	6,95	
VERIFICA A TAGLIO			VERIFICHE A COMP. SEMPLICE E A PRESSO-FLESSIONE						
res progetto a taglio	taglio res progetto	Coeff. sicur. taglio	res progetto a compress	az. assiale res progetto	Coeff. sicur. az. assiale	momento res progetto	Coeff. sicur. pres-flex		
fvd [kg/cmq]	VRD [t]	VED / VRD	fd [kg/cmq]	NRD [t]	NED / NRD	MRD [tm]	MED / MRD		
1,45	11,0	0,35	13,33	81,0	0,45	11,6	0,30		

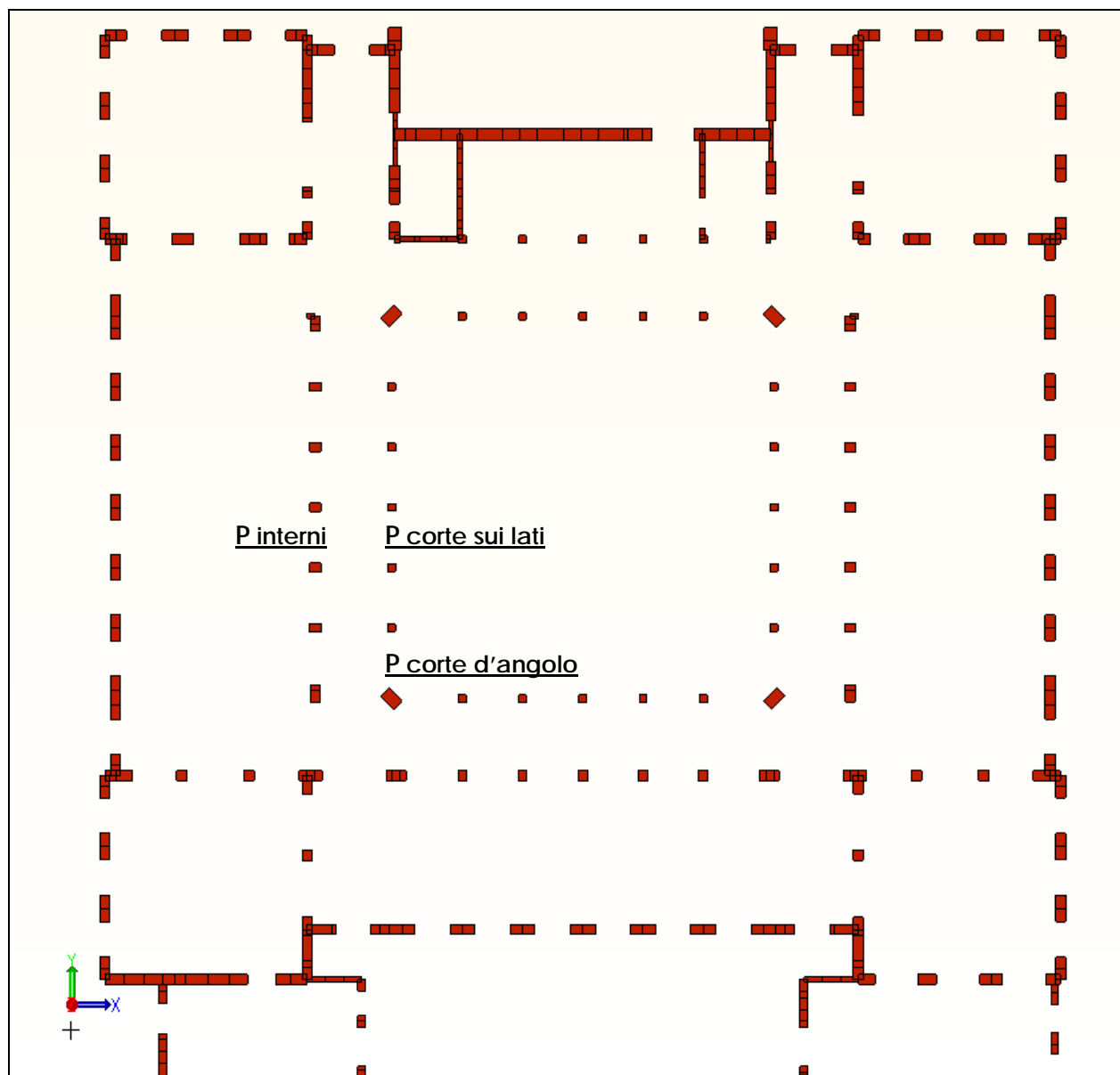
VERIFICHE MURATURE			AZIONE SISMICA DIREZIONE LONGITUDINALE						
MASCHIO 3 - P. TERRA			Comb. 8-16 (mom. flettente) - Comb. 8-16 (taglio)						
GEOMETRIA			SOLLECITAZIONI (nella direzione del piano del muro)						
lunghezza parete	spessore parete	altezza parete	azione assiale	momento flettente	taglio nel piano	eccentricità dir longitud	lunghe parte comp parete	coeff parziale della sezione	
l [m]	t [m]	h[m]	NED [t]	MED [tm]	VED [t]	e [m]	l' [m]	β [%]	
1,25	0,45	5,20	38,60	3,96	4,78	0,10	1,04	84%	
PARAMETRI GENERALI					PROP. MECCANICHE		TENS. COMPRESSIONE		
livello di conoscenza	fattore di confidenza	comb carico statica o	coeff parziale sicurezza	coeff correz. taglio	res media a compress	res media a taglio	tens normale A totale (N/lt)	tens normale A comp (N/lt)	
LC (1, 2 o 3)	FC [---]	sismica	γ _M [---]	b [---]	f _M [kg/cm ²]	τ ₀ [kg/cm ²]	σ ₀ [kg/cm ²]	σ _n [kg/cm ²]	
2	1,20	sismica	2,0	1,50	32,00	0,70	6,86	8,21	
VERIFICA A TAGLIO			VERIFICHE A COMP. SEMPLICE E A PRESSO-FLESSIONE						
res progetto a taglio	taglio res progetto	Coeff. sicur. taglio	res progetto a compress	az. assiale res progetto	Coeff. sicur. az. assiale	momento res progetto	Coeff. sicur. pres-flex		
f _{vd} [kg/cm ²]	V _{RD} [t]	V _{ED} / V _{RD}	f _d [kg/cm ²]	N _{RD} [t]	N _{ED} / N _{RD}	M _{RD} [tm]	M _{ED} / M _{RD}		
1,66	10,8	0,44	13,33	75,0	0,51	9,5	0,42		

VERIFICHE MURATURE			AZIONE SISMICA DIREZIONE LONGITUDINALE						
MASCHIO 4 - P. TERRA			Comb. 6-14 (mom. flettente) - Comb. 6-14 (taglio)						
GEOMETRIA			SOLLECITAZIONI (nella direzione del piano del muro)						
lunghezza parete	spessore parete	altezza parete	azione assiale	momento flettente	taglio nel piano	eccentricità dir longitud	lunghe parte comp parete	coeff parziale della sezione	
l [m]	t [m]	h[m]	NED [t]	MED [tm]	VED [t]	e [m]	l' [m]	β [%]	
1,25	0,45	5,20	38,10	4,38	5,15	0,11	1,02	82%	
PARAMETRI GENERALI					PROP. MECCANICHE		TENS. COMPRESSIONE		
livello di conoscenza	fattore di confidenza	comb carico statica o	coeff parziale sicurezza	coeff correz. taglio	res media a compress	res media a taglio	tens normale A totale (N/lt)	tens normale A comp (N/lt)	
LC (1, 2 o 3)	FC [---]	sismica	γ _M [---]	b [---]	f _M [kg/cm ²]	τ ₀ [kg/cm ²]	σ ₀ [kg/cm ²]	σ _n [kg/cm ²]	
2	1,20	sismica	2,0	1,50	32,00	0,70	6,77	8,30	
VERIFICA A TAGLIO			VERIFICHE A COMP. SEMPLICE E A PRESSO-FLESSIONE						
res progetto a taglio	taglio res progetto	Coeff. sicur. taglio	res progetto a compress	az. assiale res progetto	Coeff. sicur. az. assiale	momento res progetto	Coeff. sicur. pres-flex		
f _{vd} [kg/cm ²]	V _{RD} [t]	V _{ED} / V _{RD}	f _d [kg/cm ²]	N _{RD} [t]	N _{ED} / N _{RD}	M _{RD} [tm]	M _{ED} / M _{RD}		
1,68	10,7	0,48	13,33	75,0	0,51	9,6	0,46		

VERIFICHE MURATURE				AZIONE SISMICA DIREZIONE LONGITUDINALE					
MASCHIO 5 - P. TERRA				Comb. 7-15 (mom. flettente) - Comb. 8-16 (taglio)					
GEOMETRIA			SOLLECITAZIONI (nella direzione del piano del muro)						
lunghezza parete	spessore parete	altezza parete	azione assiale	momento flettente	taglio nel piano	eccentricità dir longitud	lung part comp parete	coeff parziale della sezione	
l [m]	t [m]	h[m]	NED [t]	MED [tm]	VED [t]	e [m]	l' [m]	β [%]	
1,65	0,35	5,20	42,61	6,16	4,71	0,14	1,36	82%	
PARAMETRI GENERALI					PROP. MECCANICHE		TENS. COMPRESSIONE		
livello di conoscenza	fattore di confidenza	comb carico statica o	coeff parziale sicurezza	coeff correz. taglio	res media a compress	res media a taglio	tens normale A totale (N/lt)	tens normale A comp (N/lt)	
LC (1, 2 o 3)	FC [---]	sismica	γM [---]	b [---]	fM [kg/cmq]	τ0 [kg/cmq]	σ0 [kg/cmq]	σn [kg/cmq]	
2	1,20	sismica	2,0	1,50	32,00	0,70	7,38	8,95	
VERIFICA A TAGLIO			VERIFICHE A COMP. SEMPLICE E A PRESSO-FLESSIONE						
res progetto a taglio	taglio res progetto	Coeff. sicur. taglio	res progetto a compress	az. assiale res progetto	Coeff. sicur. az. assiale	momento res progetto	Coeff. sicur. pres-flex		
fvd [kg/cmq]	VRD [t]	VED / VRD	fd [kg/cmq]	NRD [t]	NED / NRD	MRD [tm]	MED / MRD		
1,78	11,5	0,41	13,33	77,0	0,55	12,3	0,50		

VERIFICHE MURATURE			AZIONE SISMICA DIREZIONE LONGITUDINALE					
PILASTRI CORTE - D'ANGOLO - P. TERRA			Sollecitazioni max. - Involuppo Combinazioni					
GEOMETRIA			SOLLECITAZIONI (nella direzione del piano del muro)					
lunghezza parete	spessore parete	altezza parete	azione assiale	momento flettente	taglio nel piano	eccentricità dir longitud	lung part comp parete	coeff parziale della sezione
l [m]	t [m]	h[m]	NED [t]	MED [tm]	VED [t]	e [m]	l' [m]	β [%]
0,90	0,65	3,70	55,95	3,13	1,66	0,06	0,79	88%
PARAMETRI GENERALI					PROP. MECCANICHE		TENS. COMPRESSIONE	
livello di conoscenza	fattore di confidenza	comb carico statica o	coeff parziale sicurezza	coeff correz. taglio	res media a compress	res media a taglio	tens normale A totale (N/lt)	tens normale A comp (N/lt)
LC (1, 2 o 3)	FC [---]	sismica	γM [---]	b [---]	fM [kg/cmq]	τ0 [kg/cmq]	σ0 [kg/cmq]	σn [kg/cmq]
2	1,20	sismica	2,0	1,50	32,00	0,70	9,56	10,92
VERIFICA A TAGLIO			VERIFICHE A COMP. SEMPLICE E A PRESSO-FLESSIONE					
res progetto a taglio	taglio res progetto	Coeff. sicur. taglio	res progetto a compress	az. assiale res progetto	Coeff. sicur. az. assiale	momento res progetto	Coeff. sicur. pres-flex	
fvd [kg/cmq]	VRD [t]	VED / VRD	fd [kg/cmq]	NRD [t]	NED / NRD	MRD [tm]	MED / MRD	
2,11	13,0	0,13	13,33	78,0	0,72	3,9	0,80	

VERIFICHE MURATURE			AZIONE SISMICA DIREZIONE LONGITUDINALE					
PILASTRI CORTE - SUI LATI - P. TERRA			Sollecitazioni max. - Involuppo Combinazioni					
GEOMETRIA			SOLLECITAZIONI (nella direzione del piano del muro)					
lunghezza parete	spessore parete	altezza parete	azione assiale	momento flettente	taglio nel piano	eccentricità dir longitud	lunghezz comp parete	coeff parzial della sezione
l [m]	t [m]	h[m]	NED [t]	MED [tm]	VED [t]	e [m]	l' [m]	β [%]
0,40	0,40	3,70	15,46	0,17	0,24	0,01	0,38	95%
PARAMETRI GENERALI			PROP. MECCANICHE		TENS. COMPRESSIONE			
livello di conoscenza	fattore di confidenza	comb carico statica o	coeff parziale sicurezza	coeff correz. taglio	res media a compress	res media a taglio	tens normale A totale (N/t)	tens normale A comp (N/t)
LC (1, 2 o 3)	FC [---]	sismica	γ_M [---]	b [---]	f_M [kg/cm ²]	τ_0 [kg/cm ²]	σ_0 [kg/cm ²]	σ_n [kg/cm ²]
2	1,20	sismica	2,0	1,50	32,00	0,70	9,66	10,22
VERIFICA A TAGLIO			VERIFICHE A COMP. SEMPLICE E A PRESSO-FLESSIONE					
res progetto a taglio	taglio res progetto	Coeff. sicur. taglio	res progetto a compress	az. assiale res progetto	Coeff. sicur. az. assiale	momento res progetto	Coeff. sicur. pres-flex	
f_{vd} [kg/cm ²]	V_{RD} [t]	V_{ED} / V_{RD}	f_d [kg/cm ²]	N_{RD} [t]	N_{ED} / N_{RD}	M_{RD} [tm]	M_{ED} / M_{RD}	
2,00	3,6	0,07	13,33	21,3	0,72	0,5	0,37	



P. Primo – Verifica di resistenza a presso flessione – Pilastri oggetto di verifica

VERIFICHE MURATURE					AZIONE SISMICA DIREZIONE LONGITUDINALE				
PILASTRI CORTE - D'ANGOLO - P. PRIMO					Sollecitazioni max. - Involuppo Combinazioni				
GEOMETRIA			SOLLECITAZIONI (nella direzione del piano del muro)						
lunghezza parete	spessore parete	altezza parete	azione assiale	momento flettente	taglio nel piano	eccentricità dir longitud	lunghe parte comp parete	coeff parziale della sezione	
l [m]	t [m]	h[m]	NED [t]	MED [tm]	VED [t]	e [m]	l' [m]	β [%]	
0,85	0,55	3,00	29,56	1,96	1,29	0,07	0,72	84%	
PARAMETRI GENERALI					PROP. MECCANICHE		TENS. COMPRESSIONE		
livello di conoscenza	fattore di confidenza	comb carico statica o	coeff parziale sicurezza	coeff correz. taglio	res media a compress	res media a taglio	tens normale A totale (N/lt)	tens normale A comp (N/lt)	
LC (1, 2 o 3)	FC [---]	sismica	γM [---]	b [---]	fM [kg/cmq]	τ0 [kg/cmq]	σ0 [kg/cmq]	σn [kg/cmq]	
2	1,20	sismica	2,0	1,50	32,00	0,70	6,32	7,49	
VERIFICA A TAGLIO			VERIFICHE A COMP. SEMPLICE E A PRESSO-FLESSIONE						
res progetto a taglio	taglio res progetto	Coeff. sicur. taglio	res progetto a compress	az. assiale res progetto	Coeff. sicur. az. assiale	momento res progetto	Coeff. sicur. pres-flex		
fvd [kg/cmq]	VRD [t]	VED / VRD	fd [kg/cmq]	NRD [t]	NED / NRD	MRD [tm]	MED / MRD		
1,54	8,7	0,15	13,33	62,3	0,47	5,6	0,35		

VERIFICHE MURATURE			AZIONE SISMICA DIREZIONE LONGITUDINALE						
PILASTRI CORTE - SUI LATI - P. PRIMO			Sollecitazioni max. - Involuppo Combinazioni						
GEOMETRIA			SOLLECITAZIONI (nella direzione del piano del muro)						
lunghezza parete	spessore parete	altezza parete	azione assiale	momento flettente	taglio nel piano	eccentricità dir longitud	lunghe parte comp parete	coeff parziale della sezione	
l [m]	t [m]	h[m]	NED [t]	MED [tm]	VED [t]	e [m]	l' [m]	β [%]	
0,35	0,35	3,00	8,99	0,17	0,23	0,02	0,31	89%	
PARAMETRI GENERALI			PROP. MECCANICHE			TENS. COMPRESSIONE			
livello di conoscenza	fattore di confidenza	comb carico statica o	coeff parziale sicurezza	coeff correz. taglio	res media a compress	res media a taglio	tens normale A totale (N/lt)	tens normale A comp (N/lt)	
LC (1, 2 o 3)	FC [---]	sismica	γM [---]	b [---]	fM [kg/cmq]	τ0 [kg/cmq]	σ0 [kg/cmq]	σn [kg/cmq]	
2	1,20	sismica	2,0	1,50	32,00	0,70	7,34	8,23	
VERIFICA A TAGLIO			VERIFICHE A COMP. SEMPLICE E A PRESSO-FLESSIONE						
res progetto a taglio	taglio res progetto	Coeff. sicur. taglio	res progetto a compress	az. assiale res progetto	Coeff. sicur. az. assiale	momento res progetto	Coeff. sicur. pres-flex		
fvd [kg/cmq]	VRD [t]	VED / VRD	fd [kg/cmq]	NRD [t]	NED / NRD	MRD [tm]	MED / MRD		
1,66	2,4	0,09	13,33	16,3	0,55	0,6	0,31		

VERIFICHE MURATURE			AZIONE SISMICA DIREZIONE LONGITUDINALE						
PILASTRI INTERNI - P. PRIMO			Sollecitazioni max. - Inviluppo Combinazioni						
GEOMETRIA			SOLLECITAZIONI (nella direzione del piano del muro)						
lunghezza parete	spessore parete	altezza parete	azione assiale	momento flettente	taglio nel piano	eccentricità dir longitud	lunghezza parte comp parete	coeff parziale della sezione	
l [m]	t [m]	h[m]	NED [t]	MED [tm]	VED [t]	e [m]	l' [m]	β [%]	
0,50	0,40	3,00	15,71	0,67	1,14	0,04	0,41	83%	
PARAMETRI GENERALI			PROP. MECCANICHE			TENS. COMPRESSIONE			
livello di conoscenza	fattore di confidenza	comb carico statica o	coeff parziale sicurezza	coeff correz. taglio	res media a compress	res media a taglio	tens normale A totale (N/t)	tens normale A comp (N/t)	
LC (1, 2 o 3)	FC [---]	sismica	γ_M [---]	b [---]	f_M [kg/cm ²]	τ_0 [kg/cm ²]	σ_0 [kg/cm ²]	σ_n [kg/cm ²]	
2	1,20	sismica	2,0	1,50	32,00	0,70	7,86	9,47	
VERIFICA A TAGLIO			VERIFICHE A COMP. SEMPLICE E A PRESSO-FLESSIONE						
res progetto a taglio	taglio res progetto	Coeff. sicur. taglio	res progetto a compress	az. assiale res progetto	Coeff. sicur. az. assiale	momento res progetto	Coeff. sicur. pres-flex		
f_{vd} [kg/cm ²]	V_{RD} [t]	V_{ED} / V_{RD}	f_d [kg/cm ²]	N_{RD} [t]	N_{ED} / N_{RD}	M_{RD} [tm]	M_{ED} / M_{RD}		
1,87	4,1	0,28	13,33	26,7	0,59	1,2	0,56		

ALLEGATO 5 - VERIFICHE MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO DELLE MURATURE

MECCANISMI DI FLESSIONE VERTICALE DI PARETE MONOLITICA (CINEMATISMI AD 1 PIANO)
SOPPALCO ALA EST - Muratura perimetrale lato esterno - STATO DI FATTO SENZA SOPPALCO

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE					
DATI INIZIALI	Spessore della parete s [m]	Altezza della parete (interpiano) h [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B d_v [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B h_v [m]
	0.50	5.30	0.25	2.40	0.25
AZIONI SUI MACROELEMENTI					
Peso specifico della muratura γ [kN/m ³]	Peso proprio della parete W [kN]	Carico trasmesso dal solaio P_S [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F_V [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte F_H [kN]
	15.3	40.5	72.8		

DATI DI CALCOLO	MOLTIPLICATORE DI COLLASSO α_0			
	Valore minimo assunto da α_0	Valore di h_1 per α_0 minimo [m]	Valore assunto da α_0 per $h_2 = h_v$	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h_1 [m]
	1.295	3.39	N.C.	3.39
				Valore minimo assunto da α_0
				1.295

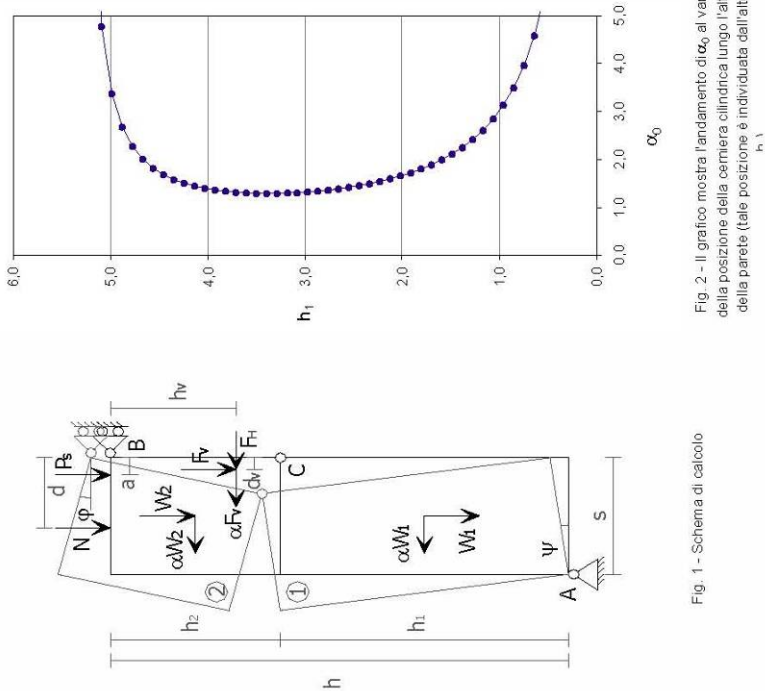


Fig. 1 - Schema di calcolo

Fig. 2 - Il grafico mostra l'andamento di α_0 al variare della posizione della cerniera cilindrica lungo l'altezza della parete (tale posizione è individuata dall'altezza h_1)

CALCOLO DELLE PGA	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]	Quota di base della parete rispetto alla fondazione [m]	Altezza banco centro delle forze peso Z [m]	Altezza della struttura rispetto alla fondazione H [m]	Fattore di Suolo S	Fattore di Struttura q	PGA di collasso (SLV)
	4.133	1.000	12.701	9.25	11.90	18.30	1.50	3.00	1.311

MECCANISMI DI FLESSIONE VERTICALE DI PARETE MONOLITICA (CINEMATISMI AD 1 PIANO)
SOPPALCO ALA EST - Muratura perimetrale lato esterno - PROGETTO CON SOPPALCO

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE					
Spessore della parete s [m]	Altezza della parete (interpiano) h [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B d_v [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B h_v [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio rispetto al carrello in B a [m]
0,50	5,30			2,40	0,25
DATI INIZIALI					
Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	AZIONI SUI MACROELEMENTI				
	Peso proprio della parete W [kN]	Carico trasmesso dal solaio P_S [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F_v [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte F_H [kN]
15,3	40,5	72,8		100,8	

MOLTIPLICATORE DI COLLASSO α_0		
Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h_1 [m]	Valore assunto da α_0 per $h_2 = h_v$	Valore minimo assunto da α_0
2,97	0,368	0,368
DATI DI CALCOLO		
Valore minimo assunto da α_0	Valore di h_1 per α_0 minimo [m]	Valore assunto da α_0 per $h_2 = h_v$
0,369	2,97	0,368

CALCOLO DELLE PGA	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]	Quota di base della parete rispetto alla fondazione [m]	Altezza baricentro delle forze peso Z [m]	Altezza della struttura rispetto alla fondazione H [m]	Fattore di Suolo S	Fattore di Struttura q	PGA di collasso (SLV)
	13,469	0,935	3,857	9,25	12,08	18,30	1,50	3,00	0,395

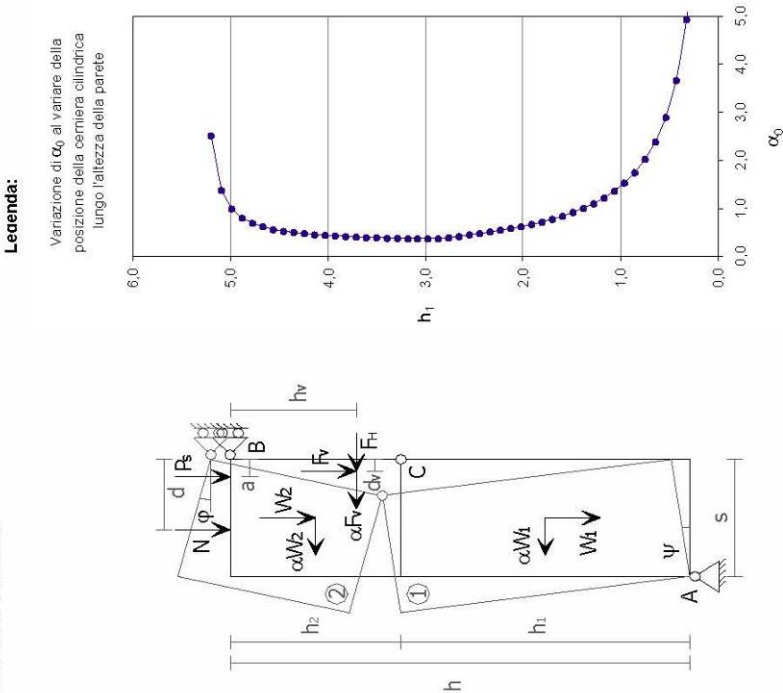


Fig. 1 - Schema di calcolo

Fig. 2 - Il grafico mostra l'andamento di α_0 al variare della posizione della cerniera cilindrica lungo l'altezza della parete (tale posizione è individuata dall'altezza h_1)

MECCANISMI DI FLESSIONE VERTICALE DI PARETE MONOLITICA (CINEMATISMI AD 1 PIANO)
SOPPALCO ALA EST - Muratura perimetrale lato corte interna - STATO DI FATTO SENZA SOPPALCO

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE					
Spessore della parete s [m]	Altezza della parete (interpiano) h [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B d_v [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B h_v [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio rispetto al carrello in B a [m]
0.40	5.30			2.40	0.25
AZIONI SUI MACROELEMENTI					
Peso specifico della muratura γ [kN/m ³]	Peso proprio della parete W [kN]	Carico trasmesso dal solaio P_s [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F_v [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte F_H [kN]
7.2	15.3	72.8			

MULTIPLICATORE DI COLLASSO α_0			
DATI DI CALCOLO	Valore minimo assunto da α_0	Valore di h_1 per α_0 minimo [m]	Valore assunto da α_0 per $h_2 = h_v$
	2.573	3.07	N.C.
		3.07	2.573

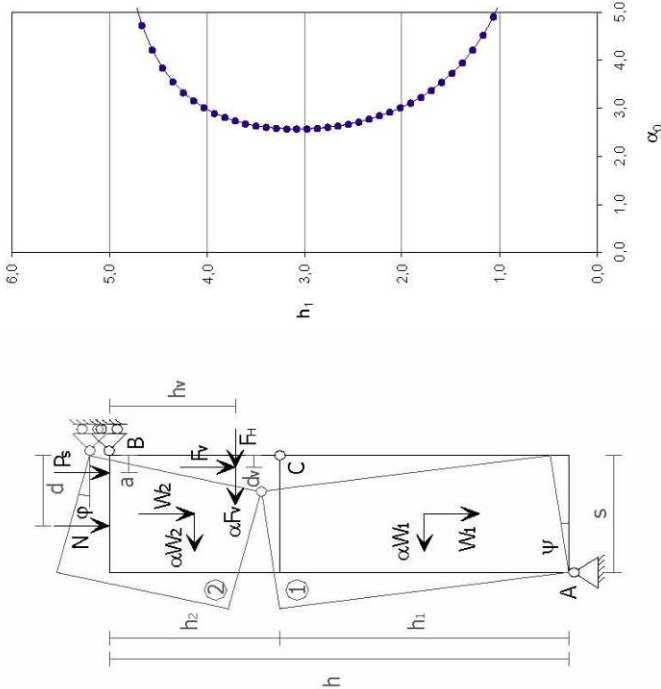


Fig. 1 - Schema di calcolo

Legenda:

Variazione di α_0 al variare della posizione della cerniera cilindrica lungo l'altezza della parete

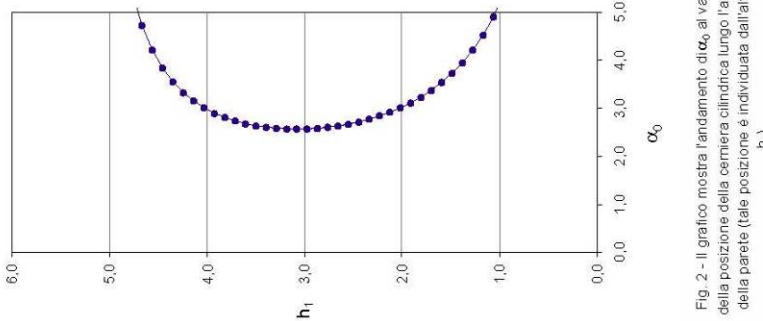


Fig. 2 - Il grafico mostra l'andamento di α_0 al variare della posizione della cerniera cilindrica lungo l'altezza della parete (tale posizione è individuata dall'altezza h_1)

CALCOLO DELLE PGA	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]	Quota di base della parete rispetto alla fondazione [m]	Altezza baricentro delle forze peso Z [m]	Altezza della struttura rispetto alla fondazione H [m]	Fattore di Suolo S	Fattore di Struttura q	PGA di collasso (SLV)
	1.556	1.000	25.239	9.25	11.90	18.30	1.50	3.00	2.605

MECCANISMI DI FLESSIONE VERTICALE DI PARETE MONOLITICA (CINEMATISMI AD 1 PIANO)
SOPPALCO ALA EST - Muratura perimetrale lato corte interna - PROGETTO CON SOPPALCO

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE						
DATI INIZIALI	Spessore della parete s [m]	0.40	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B d_v [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B h_v [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio rispetto al carrello in B a [m]
AZIONI SUI MACROELEMENTI						
Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	Peso proprio della parete W [kN]		Carico trasmesso dal solaio P_S [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F_V [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte F_H [kN]
		15.3	72.8		38.1	
7.2						

MOLTIPLICATORE DI COLLASSO α_0		
DATI DI CALCOLO	Valore minimo assunto da α_0	0,553
	Valore di h_1 per α_0 minimo [m]	2,97
	Valore assunto da α_0 per $h_2 = h_v$	0,546
	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h_1 [m]	2,90
		Valore minimo assunto da α_0
		0,546

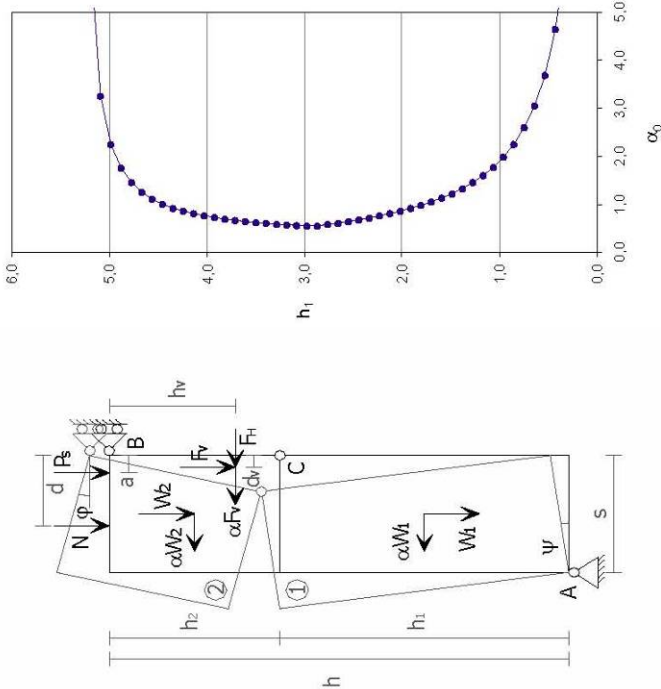


Fig. 1 - Schema di calcolo

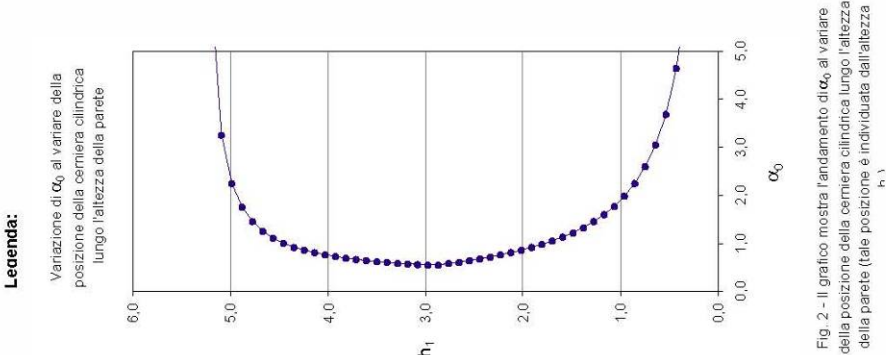


Fig. 2 - Il grafico mostra l'andamento di α_0 al variare della posizione della cerniera cilindrica lungo l'altezza della parete (tale posizione è individuata dall'altezza h_1)

CALCOLO DELLE PGA	Massa partecipante M^*	5,086	Frazione massa partecipante e^*	0,835	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]	5,732	Quota di base della parete rispetto alla fondazione [m]	9,25	Altezza baricentro delle forze peso Z [m]	12,08	Altezza della struttura rispetto alla fondazione H [m]	18,30	Fattore di Suolo S	1,50	Fattore di Struttura q	3,00	PGA di collasso (SLV)	0,587

MECCANISMI DI FLESSIONE VERTICALE DI PARETE MONOLITICA (CINEMATISMI AD 1 PIANO)
SOPPALCO BONARDI - STATO DI FATTO SENZA SOPPALCO

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE					
Spessore della parete s [m]	Altezza della parete (interpiano) h [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B d_v [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B h_v [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio rispetto al carrello in B a [m]
	0.40	6.40		2.70	0.20
DATI INIZIALI					
AZIONI SUI MACROELEMENTI					
Peso specifico della muratura γ [kN/m ³]	Peso proprio della parete W [kN]	Carico trasmesso dal solaio P_S [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F_V [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte F_H [kN]
34.2	87.6	97.9			

MOLTIPLICATORE DI COLLASSO α_0			
DATI DI CALCOLO	Valore minimo assunto da α_0	Valore di h_1 per α_0 minimo [m]	Valore assunto da α_0 per $h_2 = h_v$
	0.607	4.22	N.C.
			Valore minimo assunto da α_0
			0.607

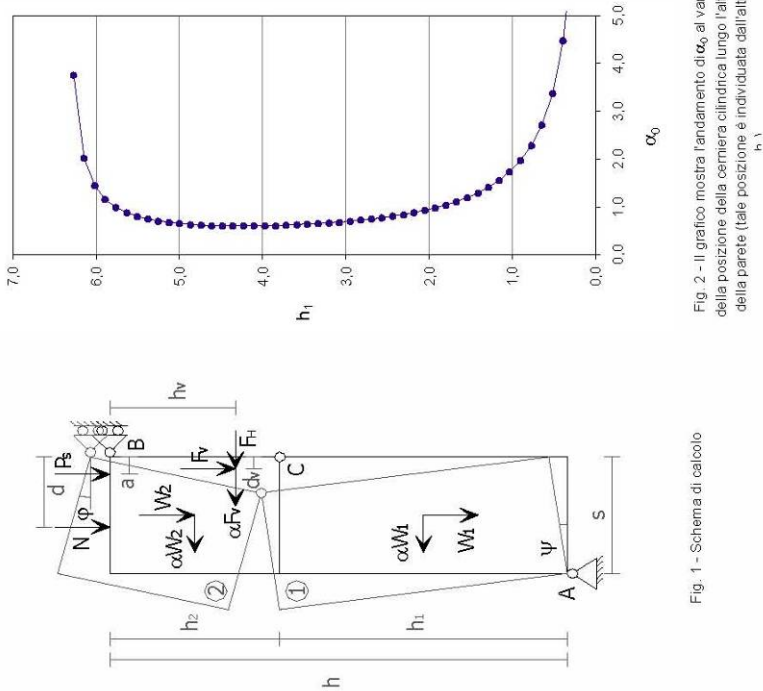


Fig. 1 - Schema di calcolo

Fig. 2 - Il grafico mostra l'andamento di α_0 al variare della posizione della cerniera cilindrica lungo l'altezza della parete (tale posizione è individuata dall'altezza h_1)

CALCOLO DELLE PGA	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]	Quota di base della parete rispetto alla fondazione [m]	Altezza bancentro delle forze peso Z [m]	Altezza della struttura rispetto alla fondazione H [m]	Fattore di Suolo S	Fattore di Struttura q	PGA di collasso (SLV)
	8,925	1,000	5,952	4,50	7,70	13,00	1,50	3,00	0,643

MECCANISMI DI FLESSIONE VERTICALE DI PARETE MONOLITICA (CINEMATISMI AD 1 PIANO)
SOPPALCO BONARDI - PROGETTO CON SOPPALCO

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE					
Spessore della parete s [m]	Altezza della parete (interpiano) h [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B d_v [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B h_v [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio rispetto al carrello in B a [m]
0.40	6.40			2.70	0.20
DATI INIZIALI					
Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]		AZIONI SUI MACROELEMENTI			
		Peso proprio della parete W [kN]	Carico trasmesso dal solaio P_s [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F_v [kN]
34.2		87.6	97.9		178.0
				Componente orizzontale della spinta di archi o volte F_H [kN]	

MULTIPLICATORE DI COLLASSO α_0			
DATI DI CALCOLO	Valore minimo assunto da α_0	Valore di h_1 per α_0 minimo [m]	Valore assunto da α_0 per $h_2 = h_v$
	0.210	3.71	0.210
		Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h_1 [m]	Valore minimo assunto da α_0
		3.70	0.210

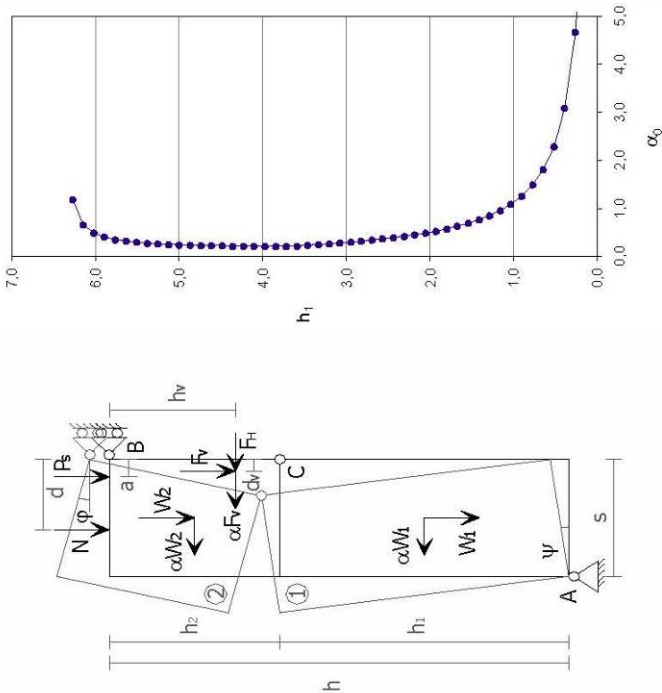


Fig. 1 - Schema di calcolo

Legenda:

Variazione di α_0 al variare della posizione della cerniera cilindrica lungo l'altezza della parete

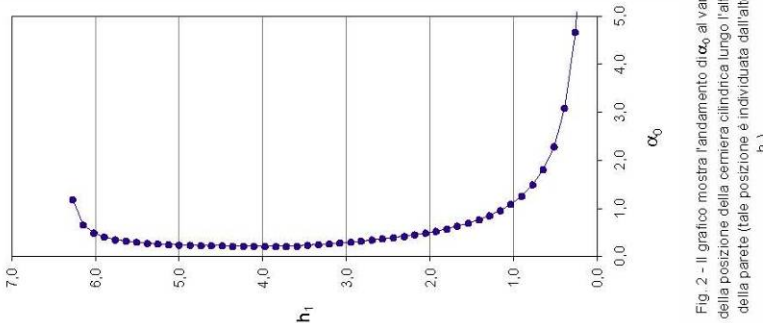


Fig. 2 - Il grafico mostra l'andamento di α_0 al variare della posizione della cerniera cilindrica lungo l'altezza della parete (tale posizione è individuata dall'altezza h_1)

CALCOLO DELLE PGA	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]	Quota di base della parete rispetto alla fondazione [m]	Altezza baricentro delle forze peso Z [m]	Altezza della struttura rispetto alla fondazione H [m]	Fattore di Suolo S	Fattore di Struttura q	PGA di collasso (SLV)
	25,083	0.927	2.222	4.50	8.04	13.00	1.50	3.00	0.235

ALLEGATO 6 - VERIFICHE ELEMENTI IN C.A. SLU E SLE

SOLAIO P. TERRA - TRAVE 4
VERIFICA S.L.U

Unita' di misura delle forze:	kg
Unita' di misura delle lunghezze:	cm
Tensioni espresse in:	kg/cm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Trave
Rck:	300.0
fyk:	4580.0
Tensione di calcolo calcestruzzo a pressotensoflessione:	-141.1
Tensione di calcolo acciaio a pressotensoflessione:	3982.6
Tensione di calcolo a compressione calcestruzzo per taglio e torsione:	-141.1
Tensione di calcolo a trazione calcestruzzo:	11.9
Tensione di calcolo per l'armatura trasversale per taglio e torsione:	3982.6

DATI GEOMETRICI, ARMATURE E SOLLECITAZIONI

Sezione tipo:	Rettangolare piena
Base:	25.000
Altezza:	45.000

Armature superiori

num. barre	φ(mm)	copriferro(cm)
4	12.0	3.0

Armature inferiori

num. barre	φ(mm)	copriferro(cm)
4	20.0	3.0

Momento flettente:	1089000.000
Taglio:	9900.000

RISULTATI VERIFICA A FLESSIONE

Indice di resistenza allo s.l.u.:	0.57
Campo di rottura della sezione:	3

Sollecitazioni resistenti

Sforzo normale:	-1.478
Momento flettente:	1898482.500

Distanza asse neutro dal bordo compresso:	11.218
-------------------------------------------	--------

	Calcestruzzo		Acciaio	
	Tensioni	deformazioni(%)	Tensioni	
deformazioni(%)				
bordo superiore:	-141.09	-0.35	-3982.60	-0.26
bordo inferiore:	Allungamento	1.05	3982.60	0.96

RISULTATI VERIFICA A TAGLIO

Verifica senza armatura trasversale

Taglio res. ultimo (VRd): 6687.052
Indice di resistenza: **1.48**

Verifica delle bielle compresse

Taglio resistente ultimo (VRcd): 22987.938
ctg(θ): 2.50
Indice di resistenza: 0.43

Verifica con armatura trasversale

Taglio attribuito all'armatura (VRsd): 9900.000
Armatura trasversale per unita' di
lunghezza ($A_{sw}, \text{cm}^2/\text{m}$): 2.63
Staffe a 2 braccia
(in accordo con i minimi di norma per travi): $\phi 8/26.8\text{cm}$

**SOLAIO P. TERRA - TRAVE 4
VERIFICA S.L.E.**

Unita' di misura delle forze:	kg
Unita' di misura delle lunghezze:	cm
Tensioni espresse in:	kg/cm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Trave
Rck:	300.0
fyk:	4580.0
Condizione ambientale:	Ordinaria
Tipologia combinazione:	Rara
Tensione massima ammmissibile calcestruzzo:	147.0
Tensione massima del calcestruzzo in trazione:	21.7
Tensione massima ammmissibile acciaio:	3664.0

DATI GEOMETRICI, ARMATURE E SOLLECITAZIONI

Sezione tipo:	Rettangolare piena
Base:	25.000
Altezza:	45.000

Armature superiori

num. barre	φ(mm)	copriferro(cm)
4	12.0	3.0

Armature inferiori

num. barre	φ(mm)	copriferro(cm)
4	20.0	3.0

Momento flettente:	804000.000
--------------------	------------

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	-80.48	-996.88
bordo inferiore:	Allungamento	1737.36
Fessura(mm):		0.07
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		17.219
Area totale acciaio superiore(cm ²):		4.52
Area totale acciaio inferiore(cm ²):		12.57

SOLAIO P. TERRA - TRAVI 1 e 2
VERIFICA S.L.U

Unita' di misura delle forze:	kg
Unita' di misura delle lunghezze:	cm
Tensioni espresse in:	kg/cm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Trave
Rck:	300.0
fyk:	4580.0
Tensione di calcolo calcestruzzo a pressotensoflessione:	-141.1
Tensione di calcolo acciaio a pressotensoflessione:	3982.6

DATI GEOMETRICI, ARMATURE E SOLLECITAZIONI

Sezione tipo:	Rettangolare piena
Base:	20.000
Altezza:	25.000

Armature superiori

num. barre	φ(mm)	copriferro(cm)
2	16.0	3.0

Armature inferiori

num. barre	φ(mm)	copriferro(cm)
2	16.0	3.0

Momento flettente: 261000.000

RISULTATI VERIFICA A FLESSIONE

Indice di resistenza allo s.l.u.:	0.83
Campo di rottura della sezione:	2

Sollecitazioni resistenti

Sforzo normale:	-0.148
Momento flettente:	315926.219

Distanza asse neutro

dal bordo compresso:	4.424
----------------------	-------

	Calcestruzzo		Acciaio	
	Tensioni	deformazioni(%)	Tensioni	
deformazioni(%)				
bordo superiore:	-141.09	-0.25	-1700.80	-0.08
bordo inferiore:	Allungamento	1.17	3982.60	1.00

SOLAIO P. TERRA - TRAVI 1 e 2
VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze:	kg
Unita' di misura delle lunghezze:	cm
Tensioni espresse in:	kg/cm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Trave
Rck:	300.0
fyk:	4580.0
Condizione ambientale:	Ordinaria
Tipologia combinazione:	Rara
Tensione massima ammmissibile calcestruzzo:	147.0
Tensione massima del calcestruzzo in trazione:	21.7
Tensione massima ammmissibile acciaio:	3664.0

DATI GEOMETRICI, ARMATURE E SOLLECITAZIONI

Sezione tipo:	Rettangolare piena
Base:	20.000
Altezza:	25.000

Armature superiori

num. barre	φ(mm)	copriferro(cm)
2	16.0	3.0

Armature inferiori

num. barre	φ(mm)	copriferro(cm)
2	16.0	3.0

Momento flettente:	192000.000
--------------------	------------

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	-87.89	-801.36
bordo inferiore:	Allungamento	2473.36
Fessura(mm):		0.15
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		7.650
Area totale acciaio superiore(cm ²):		4.02
Area totale acciaio inferiore(cm ²):		4.02

SOLAIO P. SOTTOTETTO - TRAVI 1 e 2
VERIFICA S.L.U

Unita' di misura delle forze:	kg
Unita' di misura delle lunghezze:	cm
Tensioni espresse in:	kg/cm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Trave
Rck:	300.0
fyk:	4580.0
Tensione di calcolo calcestruzzo a	
pressotensoflessione:	-141.1
Tensione di calcolo acciaio a	
pressotensoflessione:	3982.6

DATI GEOMETRICI, ARMATURE E SOLLECITAZIONI

Sezione tipo:	Rettangolare piena
Base:	20.000
Altezza:	20.000

Armature superiori

num. barre	φ(mm)	copriferro(cm)
2	16.0	3.0

Armature inferiori

num. barre	φ(mm)	copriferro(cm)
2	16.0	3.0

Momento flettente: 154000.000

RISULTATI VERIFICA A FLESSIONE

Indice di resistenza allo s.l.u.:	0.65
Campo di rottura della sezione:	2

Sollecitazioni resistenti

Sforzo normale:	-0.081
Momento flettente:	236324.625

Distanza asse neutro	
dal bordo compresso:	4.067

	Calcestruzzo		Acciaio	
	Tensioni	deformazioni(%)	Tensioni	
deformazioni(%)				
bordo superiore:	-141.09	-0.31	-1733.38	-0.08
bordo inferiore:	Allungamento	1.23	3982.60	1.00

SOLAIO P. SOTTOTETTO - TRAVI 1 e 2 VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze:	kg
Unita' di misura delle lunghezze:	cm
Tensioni espresse in:	kg/cm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Trave
Rck:	300.0
fyk:	4580.0
Condizione ambientale:	Ordinaria
Tipologia combinazione:	Rara
Tensione massima ammissibile calcestruzzo:	147.0
Tensione massima del calcestruzzo in trazione:	21.7
Tensione massima ammissibile acciaio:	3664.0

DATI GEOMETRICI, ARMATURE E SOLLECITAZIONI

Sezione tipo:	Rettangolare piena
Base:	20.000
Altezza:	20.000

Armature superiori

num. barre	φ(mm)	copriferro(cm)
2	16.0	3.0

Armature inferiori

num. barre	φ(mm)	copriferro(cm)
2	16.0	3.0

Momento flettente: 116000.000

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	-81.77	-660.33
bordo inferiore:	Allungamento	1981.80
Fessura(mm):		0.12
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		6.499
Area totale acciaio superiore(cm ²):		4.02
Area totale acciaio inferiore(cm ²):		4.02

SOLAIO P. TERRA - VOLTE IN C.A.
Lmax - Rif. Sez. S10
VERIFICA S.L.U

Unita' di misura delle forze:	kg
Unita' di misura delle lunghezze:	cm
Tensioni espresse in:	kg/cm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	300.0
fyk:	4580.0
Tensione di calcolo calcestruzzo a	
pressotensoflessione:	-141.1
Tensione di calcolo acciaio a	
pressotensoflessione:	3982.6

DATI GEOMETRICI, ARMATURE E SOLLECITAZIONI

Sezione tipo:	Rettangolare piena
Base:	100.000
Altezza:	16.000

Armature superiori

num. barre	φ(mm)	copriferro(cm)
5	10.0	3.0

Armature inferiori

num. barre	φ(mm)	copriferro(cm)
5	16.0	3.0

Momento flettente: 344000.000

RISULTATI VERIFICA A FLESSIONE

Indice di resistenza allo s.l.u.:	0.75
Campo di rottura della sezione:	2

Sollecitazioni resistenti

Sforzo normale:	-0.205
Momento flettente:	461555.219

Distanza asse neutro

dal bordo compresso:	3.302
----------------------	-------

	Calcestruzzo		Acciaio	
	Tensioni	deformazioni(%)	Tensioni	
deformazioni(%)				
bordo superiore:	-141.09	-0.34	-654.29	-0.03
bordo inferiore:	Allungamento	1.31	3982.60	1.00

SOLAIO P. TERRA - VOLTE IN C.A.
Lmax - Rif. Sez. S10
VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze:	kg
Unita' di misura delle lunghezze:	cm
Tensioni espresse in:	kg/cm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	300.0
fyk:	4580.0
Condizione ambientale:	Ordinaria
Tipologia combinazione:	Rara
Tensione massima	
ammissibile calcestruzzo:	147.0
Tensione massima del	
calcestruzzo in trazione:	21.7
Tensione massima	
ammissibile acciaio:	3664.0

DATI GEOMETRICI, ARMATURE E SOLLECITAZIONI

Sezione tipo:	Rettangolare piena
Base:	100.000
Altezza:	16.000

Armature superiori

num. barre	φ(mm)	copriferro(cm)
5	10.0	3.0

Armature inferiori

num. barre	φ(mm)	copriferro(cm)
5	16.0	3.0

Momento flettente:	251000.000
--------------------	------------

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	-85.40	-475.12
bordo inferiore:	Allungamento	2211.07
Fessura(mm):		0.20
Distanza asse neutro		
dal bordo compresso:		4.769
Area totale acciaio superiore(cm ²):		3.93
Area totale acciaio inferiore(cm ²):		10.05

NUOVA FONDAZIONE - Torretta Nord-Est
Direzione trasversale
VERIFICA S.L.U

Unita' di misura delle forze:	kg
Unita' di misura delle lunghezze:	cm
Tensioni espresse in:	kg/cm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	300.0
fyk:	4580.0
Tensione di calcolo calcestruzzo a	
pressotensoflessione:	-141.1
Tensione di calcolo acciaio a	
pressotensoflessione:	3982.6

DATI GEOMETRICI, ARMATURE E SOLLECITAZIONI

Sezione tipo:	Rettangolare piena
Base:	100.000
Altezza:	40.000

Armature superiori

num. barre	φ(mm)	copriferro(cm)
5	10.0	3.0

Armature inferiori

num. barre	φ(mm)	copriferro(cm)
5	10.0	3.0

Momento flettente: 360000.000

RISULTATI VERIFICA A FLESSIONE

Indice di resistenza allo s.l.u.:	0.64
Campo di rottura della sezione:	2

Sollecitazioni resistenti

Sforzo normale:	0.131
Momento flettente:	562592.250

Distanza asse neutro

dal bordo compresso:	2.977
----------------------	-------

	Calcestruzzo		Acciaio	
	Tensioni	deformazioni(%)	Tensioni	
deformazioni(%)				
bordo superiore:	-96.45	-0.09	14.24	0.00
bordo inferiore:	Allungamento	1.09	3982.60	1.00

PLINTI RINFORZO - Ala Bonardi
Direzione trasversale
VERIFICA S.L.U

Unita' di misura delle forze:	kg
Unita' di misura delle lunghezze:	cm
Tensioni espresse in:	kg/cm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	300.0
fyk:	4580.0
Tensione di calcolo calcestruzzo a	
pressotensoflessione:	-141.1
Tensione di calcolo acciaio a	
pressotensoflessione:	3982.6

DATI GEOMETRICI, ARMATURE E SOLLECITAZIONI

Sezione tipo:	Rettangolare piena
Base:	240.000
Altezza:	45.000

Armature superiori

num. barre	φ(mm)	copriferro(cm)
13	12.0	3.0

Armature inferiori

num. barre	φ(mm)	copriferro(cm)
13	12.0	3.0

Momento flettente: 1776000.000

RISULTATI VERIFICA A FLESSIONE

Indice di resistenza allo s.l.u.:	0.75
Campo di rottura della sezione:	2

Sollecitazioni resistenti

Sforzo normale:	0.534
Momento flettente:	2371885.500

Distanza asse neutro

dal bordo compresso:	3.762
----------------------	-------

	Calcestruzzo		Acciaio	
	Tensioni	deformazioni(%)	Tensioni	
deformazioni(%)				
bordo superiore:	-104.68	-0.10	-418.69	-0.02
bordo inferiore:	Allungamento	1.08	3982.60	1.00

PLINTI RINFORZO - Ala Bonardi
Direzione longitudinale
VERIFICA S.L.U

Unita' di misura delle forze:	kg
Unita' di misura delle lunghezze:	cm
Tensioni espresse in:	kg/cm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	300.0
fyk:	4580.0
Tensione di calcolo calcestruzzo a	
pressotensoflessione:	-141.1
Tensione di calcolo acciaio a	
pressotensoflessione:	3982.6

DATI GEOMETRICI, ARMATURE E SOLLECITAZIONI

Sezione tipo:	Rettangolare piena
Base:	65.000
Altezza:	45.000

Armature superiori

num. barre	φ(mm)	copriferro(cm)
6	12.0	3.0

Armature inferiori

num. barre	φ(mm)	copriferro(cm)
6	12.0	3.0

Momento flettente: 703000.000

RISULTATI VERIFICA A FLESSIONE

Indice di resistenza allo s.l.u.:	0.65
Campo di rottura della sezione:	2

Sollecitazioni resistenti

Sforzo normale:	-1.078
Momento flettente:	1082299.750

Distanza asse neutro

dal bordo compresso:	4.625
----------------------	-------

	Calcestruzzo		Acciaio	
	Tensioni	deformazioni(%)	Tensioni	
deformazioni(%)				
bordo superiore:	-120.58	-0.12	-913.03	-0.04
bordo inferiore:	Allungamento	1.08	3982.60	1.00

ALLEGATO 7 - VERIFICHE PROFILI METALLICI – FLESSIONE E TAGLIO

VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE E TAGLIO PROFILO HEA160

Doppio T Laminati - F1 per aiuto

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato AcciaioCls Normativa: NTC ?

☐ IPE ☐ IPN ☐ HEAA ☐ HL
☒ HEA ☐ IPEA ☐ HEX ☐ UB
☐ HEB ☐ IPEO ☐ HD ☐ UC
☐ HEM ☐ IPEX ☐ HP ☐ W

Ordina per: ☒ Wy ☐ ly ☐ g

Acciaio: S275 (Fe430) f_y (N/mm²): 275 f_u : 430

Lunghezze di libera inflessione [m]: l_{0y} 4,05 l_{0z} 4,05

N_{Sd} [kN]: 0

Aggiorna Tabella

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
HE 100 A	16,7	96	100	5,00	8,00	12,00
HE 120 A	19,9	114	120	5,00	8,00	12,00
HE 140 A	24,7	133	140	5,50	8,50	12,00
► HE 160 A	30,4	152	160	6,00	9,00	15,00
HE 180 A	36,0	171	180	6,00	9,50	15,00
HE 200 A	42,3	190	200	6,50	10,00	18,00
HE 220 A	50,5	210	220	7,00	11,00	18,00

Plotta

HE 160 A

$N_{by,Rd}$ [kN]: 789,9
 $N_{bz,Rd}$ [kN]: 454,1
 $V_{ply,Rd}$ [kN]: 199,7

$M_{cy,Rd}$ [kNm]: 64,19
 $M_{cz,Rd}$ [kNm]: 30,80
 $V_{plz,Rd}$ [kN]: 435,5

g (Kg/m): 30,4
 h (mm): 152
 b (mm): 160
 tw (mm): 6
 tf (mm): 9
 r1 (mm): 15

r2 (mm): 0
 A (cm²): 38,77
 Iy (cm⁴): 1.673
 Wy (cm³): 220,1
 Wply (cm³): 245,1

iz (cm): 3,98
 Iy (cm⁴): 615,6
 Wz (cm³): 76,95
 Wpl,z (cm³): 117,6

IT (cm⁴): 12,19
 Iw (cm⁶): 31,410

Classe Sezione

Compressione: 1
 Flessione My: 1
 Flessione Mz: 1
 Presso-Flessione: 1

Verifiche

VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE E TAGLIO PROFILO HEA180

Doppio T Laminati - F1 per aiuto

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato AcciaioCls Normativa: NTC ?

☐ IPE ☐ IPN ☐ HEAA ☐ HL
☒ HEA ☐ IPEA ☐ HEX ☐ UB
☐ HEB ☐ IPEO ☐ HD ☐ UC
☐ HEM ☐ IPEX ☐ HP ☐ W

Ordina per
☒ Wy
☐ ly
☐ g

Acciaio: S275 (Fe430) f_y (N/mm²): 275 f_u : 430

Lunghezze di libera inflessione [m]
 l_{0y} : 4,65 l_{0z} : 4,65

N_{Sd} [kN]: 0

Aggiorna Tabella

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
HE 140 A	24,7	133	140	5,50	8,50	12,00
HE 160 A	30,4	152	160	6,00	9,00	15,00
HE 180 A	36,0	171	180	6,00	9,50	15,00
HE 200 A	42,3	190	200	6,50	10,00	18,00
HE 220 A	50,5	210	220	7,00	11,00	18,00
HE 240 A	60,3	230	240	7,50	12,00	21,00
HE 260 A	68,2	250	260	7,50	12,50	24,00

Plotta

HE 180 A

$N_{by,Rd}$ [kN]: 915,9
 $N_{bz,Rd}$ [kN]: 522,5
 $V_{ply,Rd}$ [kN]: 218,8

$M_{cy,Rd}$ [kNm]: 85,09
 $M_{cz,Rd}$ [kNm]: 40,99
 $V_{plz,Rd}$ [kN]: 517,1

g (Kg/m): 36
h (mm): 171
b (mm): 180
tw (mm): 6
tf (mm): 9,5
r1 (mm): 15

r2 (mm): 0
A (cm²): 45,25
Iy (cm⁴): 2.510
Wy (cm³): 293,6
Wply (cm³): 324,9

iy (cm): 7,45
Iz (cm⁴): 924,6
Wz (cm³): 102,7
Wpl,z (cm³): 156,5

iz (cm): 4,52
IT (cm⁴): 14,8
Iw (cm⁶): 60.210

Classe Sezione
Compressione: 2
Flessione My: 2
Flessione Mz: 2
Presso-Flessione: 2

Verifiche
Presso-Flessione
Svergolamento

VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE E TAGLIO PROFILO HEA220

Doppio T Laminati - F1 per aiuto

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato AcciaioCls Normativa: NTC ?

☐ IPE ☐ IPN ☐ HEAA ☐ HL ☐ Wy
☒ HEA ☐ IPEA ☐ HEX ☐ UB ☐ ly
☐ HEB ☐ IPEO ☐ HD ☐ UC ☐ g
☐ HEM ☐ IPEX ☐ HP ☐ W

Ordina per Acciaio S275 (Fe430) f_y (N/mm²) 275 f_u 430

Lunghezze di libera inflessione [m]
 l_{0y} 8,9 l_{0z} 8,9

N_{Sd} [kN] 0

Aggiorna Tabella

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
HE 120 A	19,9	114	120	5,00	8,00	12,00
HE 140 A	24,7	133	140	5,50	8,50	12,00
HE 160 A	30,4	152	160	6,00	9,00	15,00
HE 180 A	36,0	171	180	6,00	9,50	15,00
HE 200 A	42,3	190	200	6,50	10,00	18,00
HE 220 A	50,5	210	220	7,00	11,00	18,00
HE 240 A	60,3	230	240	7,50	12,00	21,00

Plotta

HE 220 A

$N_{by,Rd}$ [kN] 883,8 $M_{cy,Rd}$ [kNm] 148,9
 $N_{bz,Rd}$ [kN] 373,8 $M_{cz,Rd}$ [kNm] 70,87
 $V_{ply,Rd}$ [kN] 312,6 $V_{plz,Rd}$ [kN] 731,9

g (Kg/m): 50,5 h (mm): 210 r2 (mm): 0
b (mm): 220 A (cm²): 64,34 i_y (cm): 9,17 i_z (cm): 5,51
tw (mm): 7 I_y (cm⁴): 5.410 I_z (cm⁴): 1.955 I_T (cm⁴): 28,46
tf (mm): 11 W_y (cm³): 515,2 W_z (cm³): 177,7 I_w (cm⁶): 193.300
r1 (mm): 18 W_{ply} (cm³): 568,5 $W_{pl,z}$ (cm³): 270,6

Classe Sezione
Compressione 2
Flessione My 2
Flessione Mz 2
Presso-Flessione 2

Verifiche
Presso-Flessione
Svergolamento

VERIFICA INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE PROFILO HEA220

Resistenza della membratura all'instabilità flessio-torsionale - EC3 (edizione 1992) #5.5...

HE 220 A

Acciaio S275 (Fe430)

f_y (N/mm²) 275

z_d [mm] 0,0 L [m] 8,9 = I_{0z} [m]

Coefficienti C

? Momenti ? Carichi trasversali

C₁ 1,132 C₂ 0,459 C₃ 0,525

Coefficienti di lunghezza efficace

k 1 k_w 1,0

Momento resistente di progetto all'instabilità flessio-torsionale (solo My) - EC3 #5.5.2.

M_{cr} [kNm] = 135,6 $M_{c,Rd}$ [kNm] = 148,9

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{c,Rd} \gamma_{M0}}{M_{cr}}} = 1,074$ $\chi_{LT} = 0,614$ $M_{b,Rd}$ [kNm] = 91,43

Resistenza all'instabilità flessio torsionale (flessione e compressione)- Classe 1/2 - EC3 #5.5.4. (2)

N_{Sd} [kN] 0,0 $M_{y,Sd}$ [kNm] 77,7 $M_{z,Sd}$ [kNm] 0,0

$\frac{N_{Sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = \frac{0}{373,8} + \frac{1 \times 77,7}{91,43} + \frac{1 \times 0}{70,87}$

= 0 + 0,850 + 0 = 0,850

OK

VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE PIATTO 15×270MM

Verifica di resistenza per FLESSIONE SEMPLICE asse orizzontale z-z - PIATTI VERTICALI												
Elemento: Cosciali scala principale - Elemento lunghezza massima L=4.70m												
b [mm]		h [mm]		Acciaio		fyk [kg/cmq]		ftk [kg/cmq]		M progetto (SLU)		
15		270		S275		2 750		4 300		Med [kg m]		1 910
Caratteristiche geometriche profilo												
Modulo plastico-Wpl		273,4		[cm^3]								
Modulo elastico-Wel		182,3		[cm^3]								
CLASSE				M Resistente flessione retta				MEd / Mc,Rd				0,27
1				Mc,Rd [kg m]				7 160				< 1 VERIFICATO

VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE E TAGLIO PROFILO HEB400

Doppio T Laminati - F1 per aiuto

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato AcciaioCls Normativa: NTC ?

☐ IPE ☐ IPN ☐ HEAA ☐ HL
☐ HEA ☐ IPEA ☐ HEX ☐ UB
☒ HEB ☐ IPEO ☐ HD ☐ UC
☐ HEM ☐ IPEX ☐ HP ☐ W

Ordina per: ☒ Wy ☐ ly ☐ g

Acciaio: S275 (Fe430) f_y (N/mm²): 275 f_u : 430

Lunghezze di libera inflessione [m]: l_{0y} : 0 l_{0z} : 0

N_{Sd} [kN]: 0

Aggiorna Tabella

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
HE 280 B	103,0	280	280	10,50	18,00	24,00
HE 300 B	117,0	300	300	11,00	19,00	27,00
HE 320 B	127,0	320	300	11,50	20,50	27,00
HE 340 B	134,0	340	300	12,00	21,50	27,00
HE 360 B	142,0	360	300	12,50	22,50	27,00
HE 400 B	155,0	400	300	13,50	24,00	27,00
HE 450 B	171,0	450	300	14,00	26,00	27,00

Plotta

HE 400 B

$N_{by,Rd}$ [kN]: 5.180
 $N_{bz,Rd}$ [kN]: 5.180
 $V_{ply,Rd}$ [kN]: 1.058

$M_{cy,Rd}$ [kNm]: 846,5
 $M_{cz,Rd}$ [kNm]: 289,1
 $V_{plz,Rd}$ [kN]: 2.177

g (Kg/m): 155
 h (mm): 400
 b (mm): 300
 tw (mm): 13,5
 tf (mm): 24
 $r1$ (mm): 27

$r2$ (mm): 0
 A (cm²): 197,8
 I_y (cm⁴): 57.680
 W_y (cm³): 2.884
 $W_{pl,y}$ (cm³): 3.232

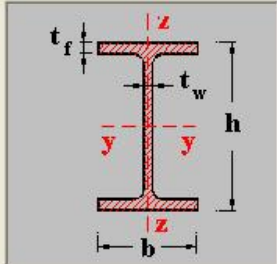
i_y (cm): 17,08
 I_z (cm⁴): 10.820
 W_z (cm³): 721,3
 $W_{pl,z}$ (cm³): 1.104

iz (cm): 7,4
 I_T (cm⁴): 355,7
 I_w (cm⁶): 3.817.000

Classe Sezione

Compressione: 1
 Flessione My: 1
 Flessione Mz: 1
 Presso-Flessione: 1

Verifiche



VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE E TAGLIO PROFILO HEB280

Doppio T Laminati - F1 per aiuto

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato AcciaioCls Normativa: NTC ?

☐ IPE ☐ IPN ☐ HEAA ☐ HL
☐ HEA ☐ IPEA ☐ HEX ☐ UB
☒ HEB ☐ IPEO ☐ HD ☐ UC
☐ HEM ☐ IPEX ☐ HP ☐ W

Ordina per: ☒ Wy ☐ ly ☐ g

Acciaio: S275 (Fe430) f_y (N/mm²): 275 f_u : 430

Lunghezze di libera inflessione [m]: l_{0y} : 0 l_{0z} : 0

N_{Sd} [kN]: 0

Aggiorna Tabella

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
HE 200 B	61,3	200	200	9,00	15,00	18,00
HE 220 B	71,5	220	220	9,50	16,00	18,00
HE 240 B	83,2	240	240	10,00	17,00	21,00
HE 260 B	93,0	260	260	10,00	17,50	24,00
HE 280 B	103,0	280	280	10,50	18,00	24,00
HE 300 B	117,0	300	300	11,00	19,00	27,00
HE 320 B	127,0	320	300	11,50	20,50	27,00

HE 280 B

$N_{by,Rd}$ [kN]: 3.441
 $N_{bz,Rd}$ [kN]: 3.441
 $V_{ply,Rd}$ [kN]: 621,9

$M_{cy,Rd}$ [kNm]: 401,8
 $M_{cz,Rd}$ [kNm]: 187,9
 $V_{plz,Rd}$ [kN]: 1.524

g (Kg/m): 103
 h (mm): 280
 b (mm): 280
 tw (mm): 10,5
 tf (mm): 18
 $r1$ (mm): 24

$r2$ (mm): 0
 A (cm²): 131,4
 I_y (cm⁴): 19.270
 W_y (cm³): 1.376
 $W_{ply,y}$ (cm³): 1.534

i_y (cm): 12,11
 I_z (cm⁴): 6.595
 W_z (cm³): 471
 $W_{ply,z}$ (cm³): 717,6

i_z (cm): 7,09
 I_T (cm⁴): 143,7
 I_w (cm⁶): 1.130.000

Classe Sezione

Compressione: 1
 Flessione My: 1
 Flessione Mz: 1
 Presso-Flessione: 1

Verifiche

Plotta

VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE E TAGLIO PROFILO HEB200

Doppio T Laminati - F1 per aiuto

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato AcciaioCls Normativa: NTC ?

☐ IPE ☐ IPN ☐ HEAA ☐ HL
☐ HEA ☐ IPEA ☐ HEX ☐ UB
☒ HEB ☐ IPEO ☐ HD ☐ UC
☐ HEM ☐ IPEX ☐ HP ☐ W

Ordina per: ☒ Wy ☐ ly ☐ g

Acciaio: S275 (Fe430) f_y (N/mm²): 275 f_u : 430

Lunghezze di libera inflessione [m]: l_{0y} : 0 l_{0z} : 0

N_{Sd} [kN]: 0

Aggiorna Tabella

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
HE 160 B	42,6	160	160	8,00	13,00	15,00
HE 180 B	51,2	180	180	8,50	14,00	15,00
HE 200 B	61,3	200	200	9,00	15,00	18,00
HE 220 B	71,5	220	220	9,50	16,00	18,00
HE 240 B	83,2	240	240	10,00	17,00	21,00
HE 260 B	93,0	260	260	10,00	17,50	24,00
HE 280 B	103,0	280	280	10,50	18,00	24,00

Plotta

HE 200 B

$N_{by,Rd}$ [kN]: 2.045
 $N_{bz,Rd}$ [kN]: 2.045
 $V_{ply,Rd}$ [kN]: 375,5

$M_{cy,Rd}$ [kNm]: 168,3
 $M_{cz,Rd}$ [kNm]: 80,09
 $V_{plz,Rd}$ [kN]: 907,3

g (Kg/m): 61,3
 h (mm): 200
 b (mm): 200
 tw (mm): 9
 tf (mm): 15
 $r1$ (mm): 18

$r2$ (mm): 0
 A (cm²): 78,08
 I_y (cm⁴): 5.696
 I_z (cm⁴): 2.003
 I_T (cm⁴): 59,28
 W_y (cm³): 569,6
 W_z (cm³): 200,3
 $W_{pl,y}$ (cm³): 642,5
 $W_{pl,z}$ (cm³): 305,8

iz (cm): 5,07
 Iw (cm⁶): 171,100

Classe Sezione

Compressione: 1
 Flessione My: 1
 Flessione Mz: 1
 Presso-Flessione: 1

Verifiche

ALLEGATO 8 - VERIFICHE TRAVI COMPOSTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO

TRAVE IPE360 – SCHEMA TELAIO A SBALZO – SOLAIO ALA EST

VERIFICA DI RESISTENZA TRAVE COMPOSTA ACCIAIO-CLS CON SOLETTA IN LAMIERA GRECATA E CONNETTORI A PIOLO					
DATI		DATI		DATI	
Trave in acciaio		IPE360			
Classe a flessione del profilo	1	[-]		Fattore di sicurezza connessioni - gamma v	1,25
Altezza trave in acciaio - ht	360	[mm]		Fattore di sicurezza cls - gamma c	1,5
Larghezza trave in acciaio - bf	170	[mm]		Fattore di sicurezza acciaio carp - gamma s	1,05
Area trave acciaio - Af	72,7	[cm2]		Res. rottura acciaio piolo - ft	450 [Mpa]
Spessore flangia trave in acciaio - tf	12,7	[mm]		Res. cilindrica ds soletta - fok	25 [Mpa]
Spessore anima trave in acciaio - tw	8	[mm]		Modulo elastico cls - Ecm	31476 [Mpa]
Modulo resistente plastico - Wply	1019,1	[cm3]		Tensione snervamento acciaio trave - fyk	275 [Mpa]
Larghezza zona di connessione - b0	205	[mm]		Resistenza di progetto acciaio - fsd	261,9 [Mpa]
				Resistenza di progetto calcestruzzo - fcd	14,17 [Mpa]
Lunghezza trave - L		8,8	[m]	Diametro connettori a piolo - d	
Distanza tra punti a momento nullo Le		7,5	[m]	Interasse dei connettori a piolo - p	
Interasse trave - i		2,7	[m]	n° pioli x greca (solo per lamiera perp.) - nr	
Laghezza soletta collaborante max - beff		187	[cm]	altezza connettori a piolo hsc	
Larghezza soletta collaborante bc		170	[cm]		
Lamiera (0=assente ; 1=parall. ; 2=perp.)		1	[-]	Momento sollecitante Msd	
Altezza soletta continua sopra lamiera hc		55	[mm]	Taglio sollecitante Vsd	
Altezza lamiera hl		55	[mm]		
				Diametro barre armatura trasversale - fi	
VERIFICA A FLESSIONE		VERIFICA A FLESSIONE		VERIFICA A FLESSIONE	
M resistente trave in acciaio Mpl,a,rd		267	[kNm]		
Distanza asse neutro da lembo sup. x		115,0	[mm]	Asse neutro nella flangia superiore della putrella	
M resistente trave composta Mpl,rd		454	[kNm]	>Msd VERIFICA SODDISFATTA	
Rapporto M resistenti Mpl,rd / Mpl,a,rd		1,70		< 2,5 Connessione duttile	
VERIFICA A TAGLIO		VERIFICA A TAGLIO		VERIFICA A TAGLIO	
V resistente della sola putrella Vpl,rd		435	[kN]	> Vsd VERIFICA SODDISFATTA	

TRAVE IPE360 – SCHEMA TELAIO A SBALZO – SOLAIO ALA EST

VERIFICA DI RESISTENZA TRAVE COMPOSTA ACCIAIO-CLS CON SOLETTA IN LAMIERA GRECATA E CONNETTORI A PIOLO			
CALCOLO RESISTENZA CONNETTORI		CALCOLO RESISTENZA CONNETTORI	
Classe a flessione dei profili metallici	1		
Rapporto altezza/diametro hsc/d	4,74		> 4,0 Connessione duttile
coefficiente alfa	1,00		
Resistenza taglio gambo del piolo Prda	81615 [N]		
Resistenza a schiacciamento cls Prdc	74294 [N]		
Coeff riduttivo per lamiera dir. longitud. kl	1,00		
Coeff riduttivo per lamiera dir. trasvers. kt	---		Verificare limiti applicabilità di kt (Tab. 4.3.II)
Resistenza piolo Prd	74,3 [kN]		
Spaziatura massima tra connettori sMAX	25,8 [cm]		Verificato > passo p = 20 cm
Spaziatura minima tra connettori sMIN	9,5 [cm]		Verificato < passo p = 20 cm
CONNESSIONE A COMPLETO RIPRISTINO		CONNESSIONE A COMPLETO RIPRISTINO	
Resistenza trazione trave acciaio Rs	1904 [kN]		
Resistenza comp. soletta cls Rc	1457 [kN]		
F scorrimento Fcf metà dist. tra pt. mom =0	1457 [kN]		
n° minimo di connettori su intera trave	46,1		
passo massimo dei connettori	19 [cm]		<20 cm Connessione non a completo ripristino!
CONNESSIONE A PARZIALE RIPRISTINO		CONNESSIONE A PARZIALE RIPRISTINO	
F scorrimento Fc metà dist. tra pt. mom =0	31,88 [kN]		
coefficiente eta minimo	0,78		
n° min per connessione duttile	36,1		
n° minimo di connettori su intera trave	36,1		N° minimo di connettori necessario per connessione duttile
passo massimo dei connettori	24 [cm]		VERIFICATO > passo p = 20 cm

TRAVE IPE360 – SCHEMA APPOGGIO-APPOGGIO – SOLAIO ALA EST

VERIFICA DI RESISTENZA TRAVE COMPOSTA ACCIAIO-CLS CON SOLETTA IN LAMIERA GRECATA E CONNETTORI A PILOLO

DATI		DATI		DATI		DATI	
Trave in acciaio		IPE360					
Classe a flessione del profilo	1	[-]		Fattore di sicurezza connessioni - gamma v		1,25	
Altezza trave in acciaio - ht	360	[mm]		Fattore di sicurezza cls - gamma c		1,5	
Larghezza trave in acciaio - bf	170	[mm]		Fattore di sicurezza acciaio carp - gamma s		1,05	
Area trave acciaio - Af	72,7	[cm ²]		Res. rottura acciaio pilolo - ft		450 [Mpa]	
Spessore flangia trave in acciaio - tf	12,7	[mm]		Res. cilindrica ds soletta - fck		25 [Mpa]	
Spessore anima trave in acciaio - tw	8	[mm]		Modulo elastico cls - Ecm		31476 [Mpa]	
Modulo resistente plastico - Wply	1019,1	[cm ³]		Tensione snervamento acciaio trave - fyk		275 [Mpa]	
Larghezza zona di connessione - b0	205	[mm]		Resistenza di progetto acciaio - fsd		261,9 [Mpa]	
				Resistenza di progetto calcestruzzo - fcd		14,17 [Mpa]	

Lunghezza trave - L		6,6 [m]		Diametro connettori a pilolo - d		19 [mm]	
Distanza tra punti a momento nullo Le		6,6 [m]		Interasse dei connettori a pilolo - p		20 [cm]	
Interasse trave - i		3,5 [m]		n° pioli x greca (sdo per lamiera perp.) - nr		[-]	
Laghezza soletta collaborante max - beff		165 [cm]		altezza connettori a pilolo hsc		90 [mm]	
Larghezza soletta collaborante bc		160 [cm]					

Lamiera (0=assente ; 1=parall. ; 2=perp.)		1 [-]		Momento sollecitante Msd		207 [kNm]	
Altezza soletta continua sopra lamiera hc		55 [mm]		Taglio sollecitante Vsd		127 [kN]	
Altezza lamiera hl		55 [mm]					
				Diametro barre armatura trasversale - fi		12 [mm]	

VERIFICA A FLESSIONE

VERIFICA A FLESSIONE

VERIFICA A FLESSIONE

VERIFICA A FLESSIONE

M resistente trave in acciaio Mpl,a,rd	267 [kNm]	Asse neutro nella flangia superiore della putrella >Msd VERIFICA SODDISFATTA < 2,5 Connessione duttile	
Distanza asse neutro da lembo sup. x	115,9 [mm]		
M resistente trave composta Mpl,rd	447 [kNm]		
Rapporto M resistenti Mpl,rd / Mpl,a,rd	1,67		

VERIFICA A TAGLIO

VERIFICA A TAGLIO

VERIFICA A TAGLIO

VERIFICA A TAGLIO

V resistente della sola putrella Vpl,rd	435 [kN]	> Vsd VERIFICA SODDISFATTA	
-----------------------------------------	----------	----------------------------	--

TRAVE IPE360 – SCHEMA APPOGGIO-APPOGGIO – SOLAIO ALA EST

VERIFICA DI RESISTENZA TRAVE COMPOSTA ACCIAIO-CLS CON SOLETTA IN LAMIERA GRECATA E CONNETTORI A PIOLO			
CALCOLO RESISTENZA CONNETTORI		CALCOLO RESISTENZA CONNETTORI	
Classe a flessione dei profili metallici	1		
Rapporto altezza/diametro hsc/d	4,74		> 4,0 Connessione duttile
coefficiente alfa	1,00		
Resistenza taglio gambo del piolo Prda	81615 [N]		
Resistenza a schiacciamento cls Prdc	74294 [N]		
Coeff riduttivo per lamiera dir. longitud. kl	1,00		
Coeff riduttivo per lamiera dir. trasvers. kt	---		Verificare limiti applicabilità di kt (Tab. 4.3.II)
Resistenza piolo Prd	74,3 [kN]		
Spaziatura massima tra connettori sMAX	25,8 [cm]		Verificato > passo p = 20 cm
Spaziatura minima tra connettori sMIN	9,5 [cm]		Verificato < passo p = 20 cm
CONNESSIONE A COMPLETO RIPRISTINO		CONNESSIONE A COMPLETO RIPRISTINO	
Resistenza trazione trave acciaio Rs	1904 [kN]		
Resistenza comp. soletta cls Rc	1379 [kN]		
F scorrimento Fcf metà dist. tra pt. mom =0	1379 [kN]		
n° minimo di connettori su intera trave	37,1		<20 cm Connessione non a completo ripristino!
passo massimo dei connettori	18 [cm]		
CONNESSIONE A PARZIALE RIPRISTINO		CONNESSIONE A PARZIALE RIPRISTINO	
F scorrimento Fc metà dist. tra pt. mom =0	0,00 [kN]		
coefficiente eta minimo	0,81		
n° min per connessione duttile	30,0		
n° minimo di connettori su intera trave	30,0		N° minimo di connettori necessario per connessione duttile
passo massimo dei connettori	22 [cm]		VERIFICATO > passo p = 20 cm

TRAVE HEA360 – SCHEMA APPOGGIO-APPOGGIO – SOLAIO TORRETTA SUD-EST

VERIFICA DI RESISTENZA TRAVE COMPOSTA ACCIAIO-CLS CON SOLETTA IN LAMIERA GRECATA E CONNETTORI A PIOLO					
DATI		DATI		DATI	
Trave in acciaio		HEA360			
Classe a flessione del profilo	2	[-]		Fattore di sicurezza connessioni - gamma v	
Altezza trave in acciaio - ht	350	[mm]		Fattore di sicurezza cls - gamma c	
Larghezza trave in acciaio - bf	300	[mm]		Fattore di sicurezza acciaio carp - gamma s	
Area trave acciaio - Af	143	[cm ²]		Res. rottura acciaio piolo - ft	
Spessore flangia trave in acciaio - tf	17,5	[mm]		Res. cilindrica ds soletta - fok	
Spessore anima trave in acciaio - tw	10	[mm]		Modulo elastico cls - Ecm	
Modulo resistente plastico - Wply	2088,5	[cm ³]		Tensione snervamento acciaio trave - fyk	
Larghezza zona di connessione - b0	335	[mm]		Resistenza di progetto acciaio - fsd	
				Resistenza di progetto calcestruzzo - fcd	
Lunghezza trave - L		9,0		Diametro connettori a piolo - d	
Distanza tra punti a momento nullo Le	9,0	[m]		Interasse dei connettori a piolo - p	
Interasse trave - i	3,0	[m]		n° pioli x greca (solo per lamiera perp.) - nr	
Laghezza soletta collaborante max - beff	225	[cm]		altezza connettori a piolo hsc	
Larghezza soletta collaborante bc	200	[cm]			
Lamiera (0=assente ; 1=parall. ; 2=perp.)		1		Momento sollecitante Msd	
Altezza soletta continua sopra lamiera hc	55	[mm]		Taglio sollecitante Vsd	
Altezza lamiera hl	55	[mm]		Diametro barre armatura trasversale - fi	
VERIFICA A FLESSIONE		VERIFICA A FLESSIONE		VERIFICA A FLESSIONE	
M resistente trave in acciaio Mpl,a,rd		547		VERIFICA A FLESSIONE	
Distanza asse neutro da lembo sup. x	122,4	[mm]		VERIFICA A TAGLIO	
M resistente trave composta Mpl,rd	772	[kNm]		VERIFICA A TAGLIO	
Rapporto M resistenti Mpl,rd / Mpl,a,rd	1,41			VERIFICA A TAGLIO	
				VERIFICA A TAGLIO	
V resistente della sola putrella Vpl,rd		529		VERIFICA A TAGLIO	
				VERIFICA A TAGLIO	

TRAVE HEA360 – SCHEMA APPOGGIO-APPOGGIO – SOLAIO TORRETTA SUD-EST

VERIFICA DI RESISTENZA TRAVE COMPOSTA ACCIAIO-CLS CON SOLETTA IN LAMIERA GRECATA E CONNETTORI A PIOLO			
CALCOLO RESISTENZA CONNETTORI		CALCOLO RESISTENZA CONNETTORI	
Classe a flessione dei profili metallico	2		
Rapporto altezza/diametro hsc/d	4,74		> 4,0 Connessione duttile
coefficiente alfa	1,00		
Resistenza taglio gambo del piolo Prda	81615 [N]		
Resistenza a schiacciamento cls Prdc	74294 [N]		
Coeff riduttivo per lamiera dir. longitud. kl	1,00		
Coeff riduttivo per lamiera dir. trasvers. kt	---		Verificare limiti applicabilità di kt (Tab. 4.3.II)
Resistenza piolo Prd	74,3 [kN]		
Spaziatura massima tra connettori sMAX	33,0 [cm]		Verificato > passo p = 20 cm
Spaziatura minima tra connettori sMIN	9,5 [cm]		Verificato < passo p = 20 cm
CONNESSIONE A COMPLETO RIPRISTINO		CONNESSIONE A COMPLETO RIPRISTINO	
Resistenza trazione trave acciaio Rs	3745 [kN]		
Resistenza comp. soletta cls Rc	1792 [kN]		
F scorrimento Fcf metà dist. tra pt. mom =0	1792 [kN]		
n° minimo di connettori su intera trave	48,2		
passo massimo dei connettori	19 [cm]		<20 cm Connessione non a completo ripristino!
CONNESSIONE A PARZIALE RIPRISTINO		CONNESSIONE A PARZIALE RIPRISTINO	
F scorrimento Fc metà dist. tra pt. mom =0	0,00 [kN]		
coefficiente eta minimo	0,74		
n° min per connessione duttile	35,6		
n° minimo di connettori su intera trave	35,6		N° minimo di connettori necessario per connessione duttile
passo massimo dei connettori	25 [cm]		VERIFICATO > passo p = 20 cm

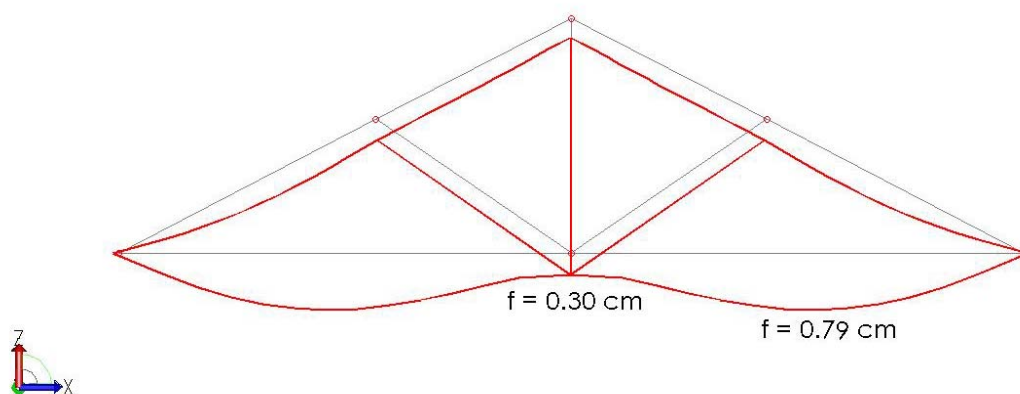
TRAVE HEA400 – SCHEMA APPOGGIO-APPOGGIO – SOLAIO ALA BONARDI

VERIFICA DI RESISTENZA TRAVE COMPOSTA ACCIAIO-CLS CON SOLETTA IN LAMIERA GRECATA E CONNETTORI A PILOLO									
DATI		DATI		DATI		DATI		DATI	
Trave in acciaio		HEA400							
Classe a flessione del profilo		1		[—]					
Altezza trave in acciaio - ht		390		[mm]					
Larghezza trave in acciaio - bf		300		[mm]					
Area trave acciaio - Af		159		[cm ²]					
Spessore flangia trave in acciaio - tf		19		[mm]					
Spessore anima trave in acciaio - tw		11		[mm]					
Modulo resistente plastico - Wply		2561,8		[cm ³]					
Larghezza zona di connessione - b0		335		[mm]					
Lunghezza trave - L		9,3		[m]					
Distanza tra punti a momento nullo Le		9,3		[m]					
Interasse trave - i		3,8		[m]					
Laghezza soletta collaborante max - beff		232,5		[cm]					
Larghezza soletta collaborante bc		200		[cm]					
Lamiera (0=assente ; 1=parall. ; 2=perp.)		1		[—]					
Altezza soletta continua sopra lamiera hc		55		[mm]					
Altezza lamiera hl		55		[mm]					
VERIFICA A FLESSIONE		VERIFICA A FLESSIONE		VERIFICA A FLESSIONE		VERIFICA A FLESSIONE		VERIFICA A FLESSIONE	
M resistente trave in acciaio Mpl,a,rd		671		[kNm]					
Distanza asse neutro da lembo sup. x		125,1		[mm]					
M resistente trave composta Mpl,rd		920		[kNm]					
Rapporto M resistenti Mpl,rd / Mpl,a,rd		1,37							
VERIFICA A TAGLIO		VERIFICA A TAGLIO		VERIFICA A TAGLIO		VERIFICA A TAGLIO		VERIFICA A TAGLIO	
V resistente della sola putrella Vpl,rd		649		[kN]					

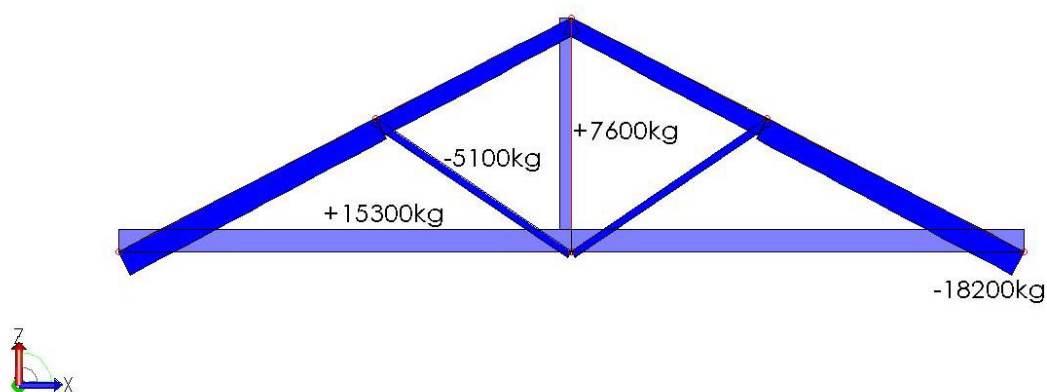
TRAVE HEA400 – SCHEMA APPOGGIO-APPOGGIO – SOLAIO ALA BONARDI

VERIFICA DI RESISTENZA TRAVE COMPOSTA ACCIAIO-CLS CON SOLETTA IN LAMIERA GRECATA E CONNETTORI A PIOLO			
CALCOLO RESISTENZA CONNETTORI		CALCOLO RESISTENZA CONNETTORI	
Classe a flessione dei profili metallici	1		
Rapporto altezza/diametro hsc/d	4,74		> 4,0 Connessione duttile
coefficiente alfa	1,00		
Resistenza taglio gambo del piolo Prda	81615 [N]		
Resistenza a schiacciamento cls Prdc	74294 [N]		
Coeff riduttivo per lamiera dir. longitud. kl	1,00		
Coeff riduttivo per lamiera dir. trasvers. kt	---		Verificare limiti applicabilità di kt (Tab. 4.3.II)
Resistenza piolo Prd	74,3 [kN]		
Spaziatura massima tra connettori sMAX	33,0 [cm]		Verificato > passo p = 20 cm
Spaziatura minima tra connettori sMIN	9,5 [cm]		Verificato < passo p = 20 cm
CONNESSIONE A COMPLETO RIPRISTINO		CONNESSIONE A COMPLETO RIPRISTINO	
Resistenza trazione trave acciaio Rs	4164 [kN]		
Resistenza comp. soletta cls Rc	1792 [kN]		
F scorrimento Fcf metà dist. tra pt. mom =0	1792 [kN]		
n° minimo di connettori su intera trave	48,2		
passo massimo dei connettori	19 [cm]		<20 cm Connessione non a completo ripristino!
CONNESSIONE A PARZIALE RIPRISTINO		CONNESSIONE A PARZIALE RIPRISTINO	
F scorrimento Fc metà dist. tra pt. mom =0	0,00 [kN]		
coefficiente eta minimo	0,73		
n° min per connessione duttile	35,2		
n° minimo di connettori su intera trave	35,2		N° minimo di connettori necessario per connessione duttile
passo massimo dei connettori	26 [cm]		VERIFICATO > passo p = 20 cm

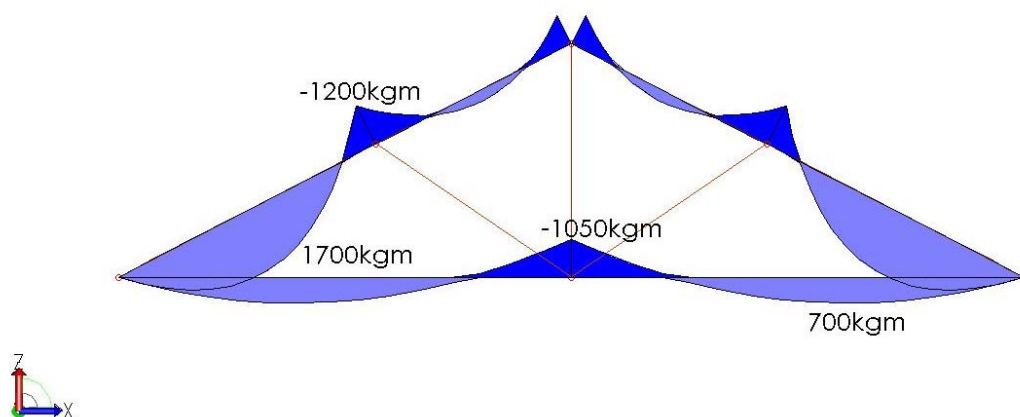
**ALLEGATO 9 – VERIFICHE CAPRIATE LIGNEE – CAPRIATA 1 – DEFORMATE E
SOLLECITAZIONI**



Capriata TIPO1 – Deformazioni elastiche – Combinazione di carico SLE – Quasi permanente



Capriata TIPO1 – Azioni assiali – Combinazione di carico SLU-Statica



Capriata TIPO1 – Momenti flettenti – Combinazione di carico SLU-Statica

ALLEGATO 10 – DATI INPUT E OUTPUT MODELLO DI CALCOLO- CD ALLEGATO

Al fine di non appesantire la documentazione cartacea i dati di input ed output del modello di calcolo si allegano solo su supporto informatico