

AREA EDILIZIA E SOSTENIBILITA'

Lavori di restauro e risanamento conservativo
complesso Rocca di Bertinoro, ex seminario
vescovile via Frangipane n 2. Bertinoro (FC)
CUP J64H16001090005

PROPRIETA' EDIFICIO
SEMINARIO VESCOVILE DI BERTINORO

CODICE EDIFICIO N.
361

CODICE PROGETTO (PAL) N.
35381

TICKET N.
35381

DIRIGENTE AREA EDILIZIA E LOGISTICA
Ing. Andrea Braschi

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Claudio Gentili

DIRETTORE DEI LAVORI
Arch. Roberto Pistolesi

PROFESSIONISTI INCARICATI

PROGETTO ARCHITETTONICO Arch. Roberto Pistolesi

PROGETTO IMPIANTI MECCANICI Ing. Gianni Bandini

PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI Ing. Gianni Bandini

PROGETTO OPERE STRUTTURALI Ing. Gianni Bandini

COORDINATORE PER LA SICUREZZA
IN FASE DI PROGETTAZIONE Arch. Roberto Pistolesi

COORDINATORE PER LA SICUREZZA
IN FASE DI ESECUZIONE Arch. Roberto Pistolesi

LIVELLO DELLA PROGETTAZIONE: PRELIMINARE ☐ DEFINITIVO ☐ ESECUTIVO ☒ AS-BUILT ☐

OGGETTO TAVOLA

SCALA
1:200 - 1:1000

N° PROGRESSIVO ELENCO ELABORATI
16

RELAZIONE TECNICA CALCOLO STRUTTURALE

DATA
Giugno 2019

TAVOLA N°

REV. DATA

PE-d-RTCS

RELAZIONE TECNICA

OGGETTO: REALIZZAZIONE PASSERELLE PER USCITE DI SICUREZZA – EX SEMINARIO VESCOVILE SEDE DEL CEUB DI BERTINORO

COMMITTENTE: CEUB SOC COOP. A.R.L.

ALMA MATER STUDIORUM UNIVERSITA' DI BOLOGNA

TECNICO: *Ing. GIANNI BANDINI, Via Carlo Pisacane, 18 – Forlì tel: 0543.33113 – e-mail gbandini@libero.it – c.f. BNDGNN51R24D704R*

COLLABORATORE: *Ing. MARCO MARGOTTI, Via Carlo Pisacane, 18 Forlì tel: 0543.33113 – e-mail mrqmarco79@gmail.com – c.f. MRGMRC79R03D704M*

Paragrafo B.2.2 – illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale.

a) Descrizione contesto edilizio

Il progetto architettonico prevede la nuova realizzazione di due piccole passerelle pedonali in corrispondenza di due porte finestre, in sala mensa e sul vano scale comuni, con funzione di uscite di sicurezza. Le passerelle sono funzionali per il superamento dello scannafosso esistente sul cortile interno con funzione di zona di raccolta

b) Descrizione struttura ed intervento –

Le nuove passelle saranno realizzate con struttura in acciaio, travi principali IPE 270 e secondarie IPE 200 per la passerella più grande con forma trapezoidale. Travi IPE 200 principali e secondarie IPE 140 per la passerella in corrispondenza del vano scale.

Gli appoggi saranno del tipo a cerniera in corrispondenza del fabbricato esistente con mensole in acciaio collegate con barre e resine nel cordolo in c.a. esistente e a carrello realizzato con pacchetto in neoprene in modo da consentire il necessario spostamento in corrispondenza della fondazione sul cortile interno.

Pertanto la massa della passerella, dal punto di vista sismico, compete al fabbricato esistente in muratura. La massa di quest'ultimo è infinitamente più alta di quella delle due passerelle e pertanto dal punto di vista globale non risultano variazioni nel comportamento dinamico della struttura. Sono comunque condotte le necessarie valutazioni locali.

Nel caso in cui il cordolo non sia presente (ad esempio nella zona della scala) è prevista la realizzazione di due blocchetti in c.a. inseriti nella muratura, armati con staffe e code di rondine di collegamento per consentire il corretto inghisaggio delle barre delle mensole in acciaio.

L'appoggio in corrispondenza della scarpata avviene in due modalità diverse, entrambe con appoggio a carrello con pacchetto in neoprene.

La passerella trapezoidale si appoggia su un nuovo locale tecnico ad uso riserva idrica di acqua potabile per il centro. La struttura è di tipo scatolare in c.a. , direttamente contro-terra e costituito da platea, muri e soletta superiore di spessore cm. 20 armati con doppie reti elettrosaldate ϕ 8/15/15 e armature concentrate negli spigoli con staffature.

La seconda passerella, molto più modesta anche nei carichi trasmessi al terreno è appoggiata su trave in c.a. 70x50 cm sagomata, posta a quota di circa -0.80 m di profondità dal piano campagna. Le opere strutturali sono completate dalle opere di consolidamento del muro in pietra esistente nella zona crollata e in corrispondenza dell'angolo sinistro che presenta una lesione visibile. Il nuovo paramento deve essere per necessità architettoniche ancora in pietra. Per migliorare la resistenza e per creare la necessaria solidità muraria è prevista la realizzazione di un graticcio di cordoli retrostanti al muro 20x15 cm circa in modo da creare una sorta di muratura armata. Le opere di fondazione sono costituite da una soletta in c.a. di spessore cm. 20 e larghezza 1.00 m.

c) Normativa di riferimento

Legge 5 novembre 1971 n° 1086 - "Norme per la disciplina per le opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

Legge 2 febbraio 1974 n° 64 - "Provvedimenti per le costruzioni con particolare riferimento alle zone sismiche"

D.P.R. del 06/06/2001 n° 380 - "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia"

D.M. 17/01/2018 – "Norme Tecniche per le Costruzioni"

Circolare 02/02/2009 n° 617 – "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008

L.R. 30/10/2009 n° 19 – Norme per la riduzione del rischio sismico"

D.G.R. 687/2011 – "Atto d'indirizzo recante individuazione degli interventi privi di rilevanza per la pubblica incolumità ai fini sismici e delle varianti in corso d'opera, riguardanti parti strutturali, che non rivestono carattere, ai sensi degli articoli 9, comma 4 e 10 comma 3, della L.R. n. 19 del 2008"

D.G.R. 1373/2011 – "Atto d'indirizzo recante individuazione dei contenuti cogenti della documentazione attinente alla riduzione del rischio sismico necessaria per il rilascio del permesso di costruire e per gli altri titoli edilizi, alla individuazione degli elaborati costitutivi e dei contenuti del progetto esecutivo riguardante le strutture e alla definizione delle modalità di controllo degli stessi, ai sensi dell'art. 12, comma 1, e dell'art. 4, comma 1 della L.R. n° 19 del 2008"

d) Parametri di progetto

Vn = 50 anni

Classe d'uso: III

Vr = 75 anni

Categoria sottosuolo: B

Coordinate geografiche del sito: Lat. 44.1486 Long. 12.1325

Spettro in accordo con TU 2018 – impostazioni per corpo tecnico

- Via Aldruda Frangipane, 6, 47032 Bertinoro FC, Italia Longitudine 12.1325 Latitudine 44.1486
- Tipo di Terreno B
- Coefficiente di amplificazione topografica (S_T) 1.2000
- Vita nominale della costruzione (V_N) 50.0 anni
- Classe d'uso III coefficiente C_U 1.5
- Classe di duttilità impostata Non Dissipativa
- Fattore di duttilità α_u/α_1 per sisma orizzontale 1.00
- Fattore riduttivo regolarità in altezza K_R 1.00
- Fattore riduttivo per la presenza di setti K_W 1.00

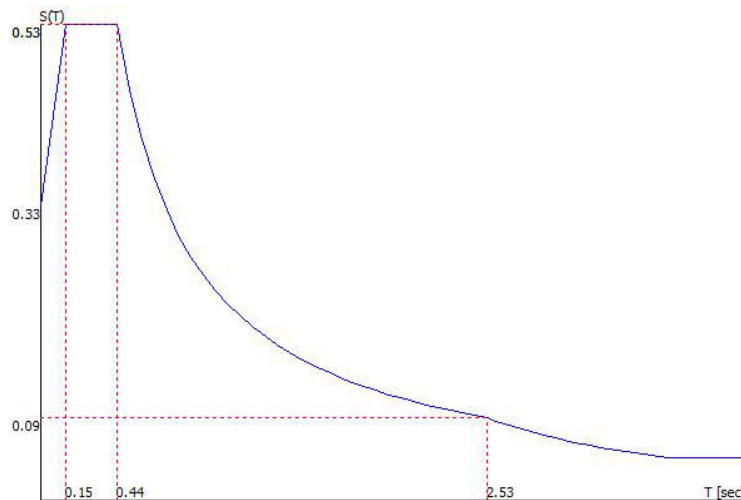
Stato Limite	C $q_0 = C \alpha_u/\alpha_1$	q_H
SLV	1.50	1.50

- Smorzamento Viscoso (0.05 = 5%) 0.05

TU 2018 SLV H

- Probabilità di superamento (P_{VR}) 10.0 e periodo di ritorno (T_R) 712 (anni)
- S_s 1.173
- T_B 0.15 [sec]
- T_C 0.44 [sec]
- T_D 2.53 [sec]
- a_g/g 0.2330
- F_o 2.4333
- T_C^* 0.3145

TU 2018 SLV H



Neve

Zona 1 – mediterranea

$q_{sk} = 150 \text{ kg/mq}$ per $a_s < 200 \text{ m}$

$a_s = 250 \text{ m slm}$

$q_{sk} = 1.35 [1 + (250/602)^2] = 158 \text{ kN/mq}$

$q_s = \mu_i q_{sk} C_e C_t$

$\mu_i = 0.8$ per $0^\circ < \alpha < 30^\circ$

$C_e = 1$ per topografia normale

$C_t = 1$

$q_s = \mu_i q_{sk} C_e C_t = 158 \times 0.8 = \mathbf{126 \text{ kg/mq}}$

Variabili: 400 kg/mq

Sebbene si tratti di una piccola passerella, non si ritiene applicare le azioni e le verifiche relative al capitolo 5 (progettazione dei ponti) in quanto non è una passerella pedonale pubblica ma solo un'uscita di sicurezza della mensa che peraltro presenta una capienza inferiore ai 100 posti e pertanto si ritiene corretto il calcolo statico classico con 400 kg/mq combinato all'azione della neve come da normativa.

Tuttavia a favore di sicurezza è stata condotta la verifica considerando il carico da passerella pedonale (500 KN/mq già tenuto conto dell'amplificazione di carico dinamico), senza considerare la neve e le verifiche risultano soddisfatte.

e) Materiali

CALCESTRUZZO:

Classe di esposizione: XC3

Classe di resistenza: C28/35

Dimensione massima dell'inerte: 20 mm

Slump S4 – Rapporto a/c < 0.55

ACCIAIO PER ARMATURE:

acciaio per cemento armato B450C : Fyk 450 N/mm²

tensione caratteristica di rottura : Ftk 540 N/mm²

allungamento (Agt)_k 7.5%

ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

Acciaio S 275 JR

Fyk 275 N/mm² per t ≤ 40 mm

Ftk 430 N/mm² per t ≤ 40 mm

ACCIAIO PER BULLONERIA E BARRE FILETTATE

Acciaio zincato classe 8.8

Fyk 649 N/mm²

Ftk 800 N/mm²

f) illustrazione criteri di progettazione e modellazione

Passerelle: progettazione struttura isostatica – vincolamento travi principali
cerniera (lato edificio esistente) – carrello (lato terreno).

Corpo tecnico: progettazione della struttura a pareti con piano infinitamente rigido
– struttura non dissipativa

g) combinazioni di carico

Passerelle SLU

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Combinazione di carico numero					
1			SLU FOLLA		
2			SLU NEVE		
3			SLU passerella cap5		
Comb.\Cond	1	2	3	4	5
1	1.3	1.3	1.5	0.75	
2	1.3	1.3	1.05	1.5	
3	1.3	1.3			1.5

Corpo tecnico

Condizioni di carico definite:

Condizione	
------------	--

Condizione	
1	soletta
2	terreno
3	peso proprio
4	Neve
5	passerella rara
6	passerella quasi permanente
7	Sisma 0+SLU
8	Sisma 0-SLU
9	Sisma 90+SLU
10	Sisma 90-SLU
11	Sisma 180+SLU
12	Sisma 180-SLU
13	Sisma 270+SLU
14	Sisma 270-SLU

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Combinazione di carico numero						
				1	SLU passerella	
				2	SLU NEVE	
Comb.\Cond	1	2	3	4	5	6
1	1.3	1.3	1.3	0.75	1.5	1.3
2	1.3	1.3	1.3	0.75	1.05	1.3

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

Combinazione di carico numero	
3	Sisma 0+ / 90+
4	Sisma 0+ / 270+
5	Sisma 0- / 90-
6	Sisma 0- / 270-
7	Sisma 90+ / 0+
8	Sisma 90+ / 180+
9	Sisma 90- / 0-
10	Sisma 90- / 180-
11	Sisma 180+ / 90+
12	Sisma 180+ / 270+
13	Sisma 180- / 90-
14	Sisma 180- / 270-
15	Sisma 270+ / 0+
16	Sisma 270+ / 180+
17	Sisma 270- / 0-
18	Sisma 270- / 180-

Comb.\Cond	1	2	3	6	7	8	9	10	11	12	13	14
3	1	1	1	1	1		0.3					
4	1	1	1	1	1						0.3	
5	1	1	1	1		1		0.3				
6	1	1	1	1		1						0.3
7	1	1	1	1	0.3		1					
8	1	1	1	1			1		0.3			
9	1	1	1	1		0.3		1				
10	1	1	1	1				1		0.3		
11	1	1	1	1			0.3		1			
12	1	1	1	1					1		0.3	
13	1	1	1	1				0.3		1		
14	1	1	1	1						1		0.3
15	1	1	1	1	0.3						1	
16	1	1	1	1					0.3		1	
17	1	1	1	1		0.3						1
18	1	1	1	1						0.3		1

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero					
19					
rara folla					
20					
rara neve					
Comb.\Cond	1	2	3	4	5
19	1	1	1	0.5	1
20	1	1	1	1	0.5

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero					
21					
freq folla					
22					
freq neve					
Comb.\Cond	1	2	3	4	6
21	1	1	1		1
22	1	1	1	0.2	1

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero				
23				
qp				
Comb.\Cond	1	2	3	6
23	1	1	1	1

h) indicazione metodi di analisi

Passerelle: analisi statica

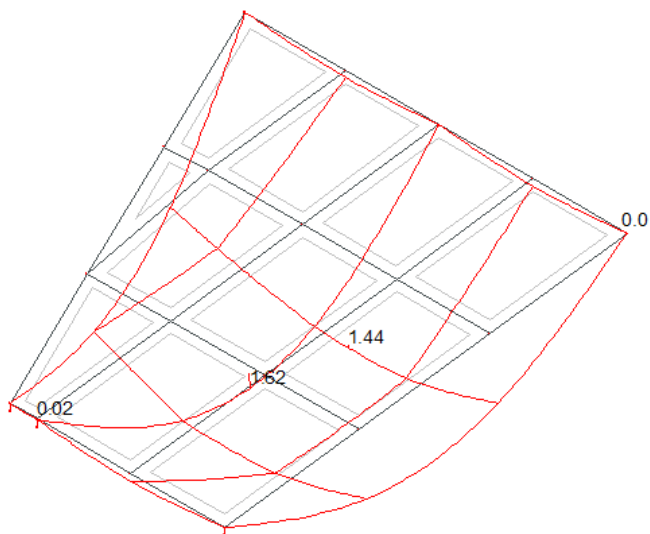
Corpo tecnico: analisi statica e dinamica modale con condensazione di piano

i) Criteri di verifica

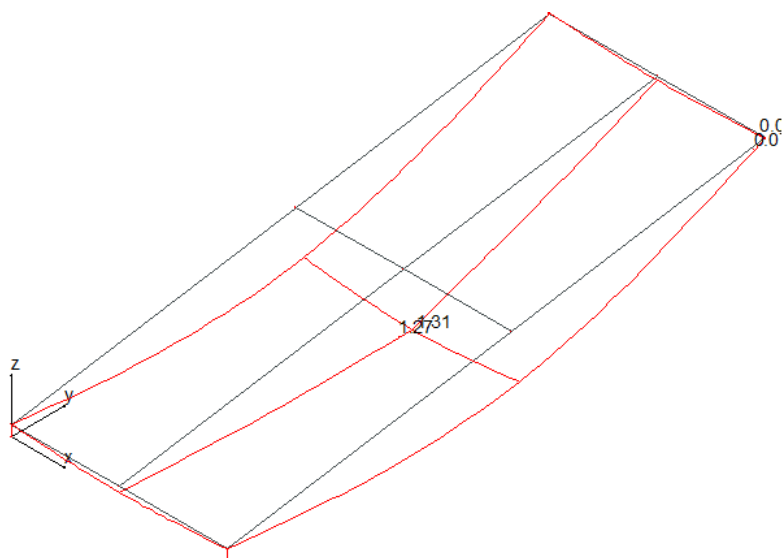
Verifiche stato limite ultimo in termini di resistenza

Verifiche stato limite di danno in termini di spostamento

j) Rappresentazione configurazione deformata



Deformata passerella 1 – rara



Deformata passerella 2 – rara

k) Caratteristiche codice di calcolo

Codice di calcolo agli elementi finiti

Affidabilità del Codice di calcolo *WinStrand*

Ditta produttrice: **En.Ex.Sys.** s.r.l. - Via Tizzano 46/2 - Casalecchio di Reno (Bologna)

Campo di applicazione: analisi statica e dinamica di strutture in campo elastico lineare.

Il cap. 10 del Decreto del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 14 Gennaio 2008 fornisce le istruzioni relative alla **Redazione dei progetti strutturali esecutivi e delle relazioni di calcolo**, cui il progettista delle strutture deve attenersi nella redazione degli elaborati progettuali.

Il punto 10.2 **Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo** specifica:

Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, il progettista dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti, curando nel contempo che la presentazione dei risultati stessi sia tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità.

Nella fase di stesura della relazione di calcolo, utilizzando i tabulati provenienti da codici di calcolo, è demandato al progettista il compito di analisi preliminare della documentazione:

Il progettista dovrà esaminare preliminarmente la documentazione a corredo del software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, che sarà fornita dal produttore o dal distributore del software, dovrà contenere una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali dovranno essere forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

Il presente documento costituisce assieme alle stampe degli esempi documento di validazione dei software prodotti dalla *En.Ex.sys srl*.

Benchmark

Il controllo della affidabilità delle analisi numeriche è stato condotto su una serie di esempi di letteratura la cui soluzione sia esprimibile in forma chiusa, allo scopo di verificare l'affidabilità del software.

Gli esempi condotti, corredati della fonte di riferimento, dei risultati numerici e dei file dati permettono la riproduzione integrale degli stessi da parte degli utenti.

1. [Frequenze naturali di vibrazione di una trave appoggiata](#)
2. [Frequenze naturali di vibrazione di una trave a mensola](#)
3. [Frequenza naturale di vibrazione di un oscillatore semplice](#)
4. [Trave piana con estremi incastrati](#)
5. [Sistema piano di aste sospese](#)
6. [Stato tensionale di una trave inflessa](#)
7. [Stato tensionale di una trave inflessa](#)
8. [Sistema piano di aste sospese](#)
9. [Trave a mensola soggetta a momento torcente concentrato](#)
10. [Telaio piano](#)
11. [Trave reticolare piana](#)
12. [Controllo dell'analisi condotta considerando il comportamento monolatero degli elementi biella - trave](#)
13. [Aste piane e carico termico](#)
14. [Flessione in una piastra circolare](#)
15. [Diaframma spessore 40 cm, altezza 10 m di cui 3 m a sbalzo](#)

I) Sintesi risultati opere di fondazione e geotecniche

La passerella trapezoidale si appoggia su un nuovo locale tecnico ad uso riserva idrica di acqua potabile per il centro. La struttura è di tipo scatolare in c.a. , direttamente contro-terra e costituito da platea, muri e soletta superiore di spessore cm. 20 armati con doppie reti elettrosaldate ϕ 8/15/15 e armature concentrate negli spigoli con staffature.

La seconda passerella, molto più modesta anche nei carichi trasmessi al terreno è appoggiata su trave in c.a. 70x50 cm sagomata, posta a quota di circa -0.80 m di profondità dal piano campagna.

Le opere strutturali sono completate dalle opere di consolidamento del muro in pietra esistente nella zona crollata e in corrispondenza dell'angolo sinistro che presenta una lesione visibile. Il nuovo paramento deve essere per necessità architettoniche ancora in pietra. Per migliorare la resistenza e per creare la necessaria solidità muraria è prevista la realizzazione di un graticcio di cordoli retrostanti al muro 20x15 cm circa in modo da creare una sorta di muratura armata. Le opere di fondazione sono costituite da una soletta in c.a. di spessore cm. 20 e larghezza 1.00 m.

Poiché l'accessibilità del cortile è molto difficile da mezzi in grado di effettuare prove penetrometriche o sondaggi e vista la modestia delle opere e dei carichi trasmessi al terreno che globalmente si trova in condizioni di stabilità, non si è ritenuto necessario eseguire alcuna indagine geologica.

Dal punto di visto geologico la zona del centro abitato storico intorno alla Rocca Vescovile è comunque sufficientemente noto, sia da quanto reperibile in cartografia geologica regionale sia in relazione agli studi di microzonazione sismica effettuati e pertanto si applica quanto indicato al paragrafo 6.2.2 delle NTC 2018 , basando la progettazione su prove documentate e preesistenti indagini. In conclusione dalle consultazioni delle analisi di microzonazione sismica si è dedotto che per il sito in esame il terreno in esame è **di tipo B, condizioni topografiche T2 e il coefficiente di amplificazione sismica della Pga è pari a 1.1 – 1.2.**

Pertanto nella definizione dello spettro di progetto si è deciso di seguire le indicazioni di normativa in quanto non vi sono differenze sostanziali nel valore di S_s che è pari a 1.17.

Il coefficiente di sottofondo di Winkler in condizioni sismiche è approssimato a 2 kg/cmc.

Alla presente relazione si allega il controllo classico della tensione di contatto terreno fondazione tenendo conto che si hanno valori di pressione molto modesti.

m) Indicazione categoria d'intervento

Nuova Costruzione che implica modifica locale al manufatto esistente

n) Descrizione struttura esistente

Il fabbricato dove saranno realizzate le passerelle è l'ex seminario vescovile ubicato lungo via Aldruda Frangipane ed adiacente alla chiesa di san Silvestro, dal CEUB nel settore dell'Alta Formazione e dell'attività congressuale con finanziamenti da parte dall'Università di Bologna, ed alla correlata e necessaria attività ricettiva di Foresteria Universitaria. Il fabbricato dal punto di vista strutturale è realizzato in muratura portante di mattoni a due e più teste, costituito da tre piani fuori terra (di cui uno parzialmente interrato). L'edificio è stato più volte ristrutturato fino al completo recupero negli anni fine '90 e 2000 a cura del medesimo progettista architettonico, architetto Roberto Pistolesi.

Nell'ambito dei lavori sono stati realizzati anche alcuni cordoli in c.a., come visibile anche dal cortile stesso, ai quali sarà collegata la nuova struttura delle passerelle.

Anche i solai sono stati recuperati e consolidati e si trovano in buono stato di conservazione e si ritiene che la realizzazione delle passerelle sia compatibile con lo stato conservativo del manufatto esistente e che quest'ultimo non necessiti di nessuna opera di consolidamento o rinforzo, anche locale. Ciò anche in relazione alla modesta massa della passerella (realizzata in acciaio e tavolato di legno) rispetto alla massa del fabbricato (circa 500 mq per i soli macroelementi interessati). Lo scannafosso interno al cortile copre un dislivello di circa 2.50-3.00 m ed è realizzato con un muro di sostegno in blocchi di spungone a gravità. Una piccola porzione, in corrispondenza della porzione terminale a destra della nuova passerella, per circa 3-4 m di lunghezza, presenta un cedimento del paramento murario in quanto è venuta a meno la manutenzione nel corso degli anni con particolare riferimento alla regimazione delle acque meteoriche. Si tratta di un cedimento presente da alcuni anni che non ha interessato particolari porzioni di terreno retrostante ma solo la porzione superficiale, retrostante al muro.

o) Proprietà meccaniche materiali esistenti e fattori di confidenza

Livello di conoscenza LC1

$FC = 1.35$

Muratura in mattoni pieni e malta a base di calce

p) Risultati significativi confronto pre e post intervento

Non necessari

Forlì, 11/03/2019

Il calcolatore e direttore dei lavori

Ing. Gianni Bandini

**OGGETTO: REALIZZAZIONE PASSERELLE PER USCITE DI SICUREZZA – EX
SEMINARIO VESCOVILE SEDE DEL CEUB DI BERTINORO**

COMMITTENTE: CEUB SOC COOP. A.R.L.

ALMA MATER STUDIORUM UNIVERSITA' DI BOLOGNA

TECNICO: Ing. *GIANNI BANDINI*, Via Carlo Pisacane, 18 – Forlì tel: 0543.33113 – e-mail gbandini@libero.it – c.f. BNDGNN51R24D704R

COLLABORATORE: Ing. *MARCO MARGOTTI*, Via Carlo Pisacane, 18 Forlì tel: 0543.33113 – e-mail mrqmarco79@gmail.com – c.f. MRGMRC79R03D704M

Indice generale

Relazione descrittiva	pag. 10
Relazione calcolo passerelle	pag. 14
Verifica collegamenti	pag. 33
Verifica giunto	pag. 43
Relazione corpo tecnico	pag. 45
Relazione geotecnica	pag. 81
Verifica muro di sostegno	pag. 93
Foto	pag. 100
Piano manutenzione	pag. 103
Relazione materiali	pag. 105

**RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO COMPRENSIVA DELLA VALUTAZIONE
DELLA SICUREZZA E DELLA MODELLAZIONE SISMICA**

Il progetto architettonico prevede la nuova realizzazione di due piccole passerelle pedonali in corrispondenza di due porte finestre, in sala mensa e sul vano scale comuni, con funzione di uscite di sicurezza. Le passerelle sono funzionali per il superamento dello scannafosso esistente sul cortile interno con funzione di zona di raccolta.

Descrizione struttura esistente, rilievo geometrico strutturale e valutazione della sicurezza.

Il fabbricato dove saranno realizzate le passerelle è l'ex seminario vescovile ubicato lungo via Aldruda Frangipane ed adiacente alla chiesa di san Silvestro, attualmente utilizzata dal CEUB nel settore dell'Alta Formazione e dell'attività congressuale, con finanziamenti dall'Università di Bologna, ed alla correlata e necessaria attività ricettiva di Foresteria Universitaria. Il fabbricato dal punto di vista strutturale è realizzato in muratura portante di mattoni a due e più teste, costituito da tre piani fuori terra (di cui uno parzialmente interrato). L'edificio è stato più volte ristrutturato fino al completo recupero negli anni fine '90 e 2000 a cura del medesimo progettista architettonico, architetto Roberto Pistolesi. Nell'ambito dei lavori sono stati realizzati anche alcuni cordoli in c.a., come visibile anche dal cortile stesso, ai quali sarà collegata la nuova struttura delle passerelle.





Anche i solai sono stati recuperati e consolidati e si trovano in buono stato di conservazione e si ritiene che la realizzazione delle passerelle sia compatibile con lo stato conservativo del manufatto esistente e che quest'ultimo non necessiti di nessuna opera di consolidamento o rinforzo, anche locale. Ciò anche in relazione alla modesta massa della passerella (realizzata in acciaio e tavolato di legno) rispetto alla massa del fabbricato (circa 500 mq per i soli macroelementi interessati). Lo scannafosso interno al cortile copre un dislivello di circa 2.50-3.00 m ed è realizzato con un muro di sostegno in blocchi di spungone a gravità. Una piccola porzione, in corrispondenza della porzione terminale a destra della nuova passerella, per circa 3-4 m di lunghezza, presenta un cedimento del paramento murario in quanto è venuta a meno la manutenzione nel corso degli anni con particolare riferimento alla regimazione delle acque meteoriche. Si tratta di un cedimento presente da alcuni anni che non ha interessato particolari porzioni di terreno retrostante ma solo la porzione superficiale, retrostante al muro.



Relazione descrittiva della struttura

Le nuove passelle saranno realizzate con struttura in acciaio, travi principali IPE 270 e secondarie IPE 200 per la passerella più grande con forma trapezoidale. Travi IPE 200 principali e secondarie IPE 140 per la passerella in corrispondenza del vano scale.

Gli appoggi saranno del tipo a cerniera in corrispondenza del fabbricato esistente con mensole in acciaio collegate con barre e resine nel cordolo in c.a. esistente e a carrello realizzato con pacchetto in neoprene in modo da consentire il necessario spostamento in corrispondenza della fondazione sul cortile interno.

Pertanto la massa della passerella, dal punto di vista sismico, compete al fabbricato esistente in muratura. La massa di quest'ultimo è infinitamente più alta di quella delle due passerelle e pertanto dal punto di vista globale non risultano variazioni nel comportamento dinamico della struttura. Sono comunque condotte le necessarie valutazioni locali.

Nel caso in cui il cordolo non sia presente (ad esempio nella zona della scala) è prevista la realizzazione di due blocchetti in c.a. inseriti nella muratura, armati con staffe e code di rondine di collegamento per consentire il corretto inghisaggio delle barre delle mensole in acciaio.

L'appoggio in corrispondenza della scarpata avviene in due modalità diverse, entrambe con appoggio a carrello con pacchetto in neoprene.

La passerella trapezoidale si appoggia su un nuovo locale tecnico ad uso riserva idrica di acqua potabile per il centro. La struttura è di tipo scatolare in c.a. , direttamente contro-terra e costituito da platea, muri e soletta superiore di spessore cm. 20 armati con doppie reti elettrosaldate ϕ 8/15/15 e armature concentrate negli spigoli con staffature.

La seconda passerella, molto più modesta anche nei carichi trasmessi al terreno è appoggiata su trave in c.a. 70x50 cm sagomata, posta a quota di circa -0.80 m di profondità dal piano campagna.

Le opere strutturali sono completate dalle opere di consolidamento del muro in pietra esistente nella zona crollata e in corrispondenza dell'angolo sinistro che presenta una lesione visibile. Il nuovo paramento deve essere per necessità architettoniche ancora in pietra. Per migliorare la resistenza e per creare la necessaria solidità muraria è prevista la realizzazione di un graticcio di cordoli retrostanti al muro 20x15 cm circa in modo da creare una sorta di muratura armata. Le opere di fondazione sono costituite da una soletta in c.a. di spessore cm. 20 e larghezza 1.00 m.

Relazione di calcolo

Sono stati allestiti i seguenti modelli di calcolo differenziati in funzione delle verifiche da effettuare:

- Modelli con aste in acciaio vincolati con cerniera – appoggio per la verifica dell'impalcato delle passerelle;
- Modello della struttura scatolare in c.a. per verifica del locale tecnico con inserimento dei tre carichi concentrati delle travi principali della passerella;
- Verifica di stabilità del muro a gravità (si veda relazione geotecnica)

Passerelle

Si è realizzato un modello di calcolo agli elementi finiti che schematizza la struttura portante verificando tutti gli elementi strutturali.

Vincolamento travi principali: cerniera carrello

Vincolamento travi secondarie: cerniere

Analisi dei carichi:

Assito di legno: 30 kg/mq

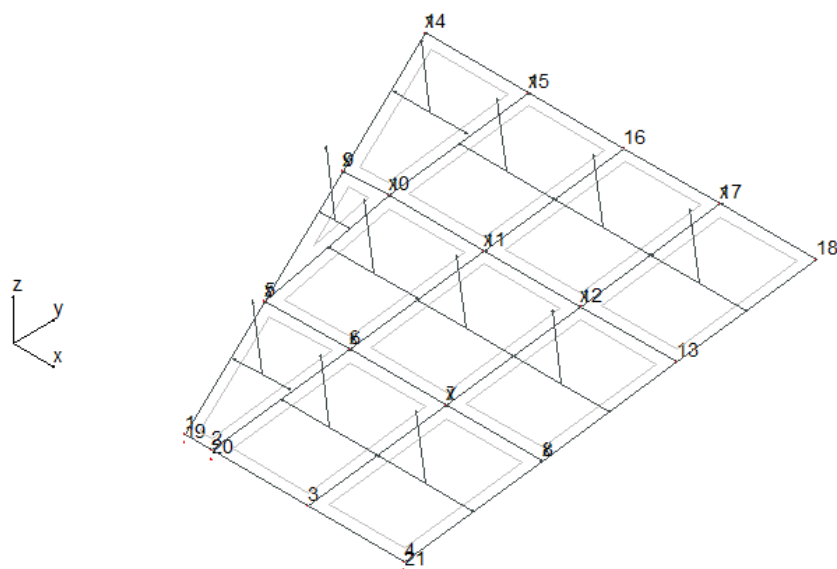
Carico variabile: 400 kg/mq (Scale comuni, balconi e ballatoi per ambienti di categoria C)

Neve: 120 kg/mq

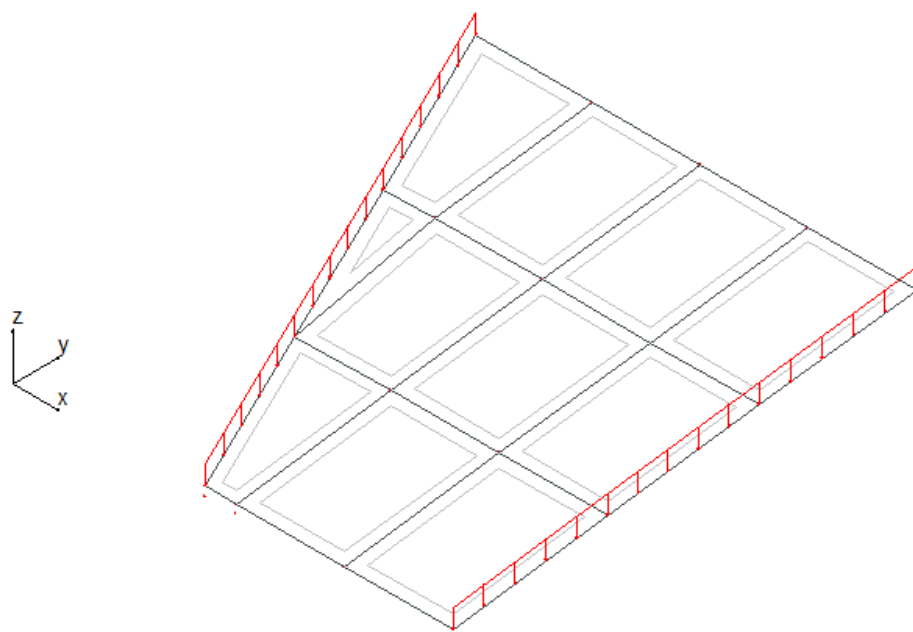
Sebbene si tratti di una piccola passerella, non si ritiene applicare le azioni e le verifiche relative al capitolo 5 (progettazione dei ponti) in quanto non è una passerella pedonale pubblica ma solo un'uscita di sicurezza della mensa che peraltro presenta una capienza inferiore ai 100 posti e pertanto si ritiene corretto il calcolo statico classico con 400 kg/mq combinato all'azione della neve come da normativa.

Tuttavia a favore di sicurezza è stata condotta la verifica considerando il carico da passerella pedonale (500 KN/mq già tenuto conto dell'amplificazione di carico dinamico), senza considerare la neve e le verifiche risultano soddisfatte.

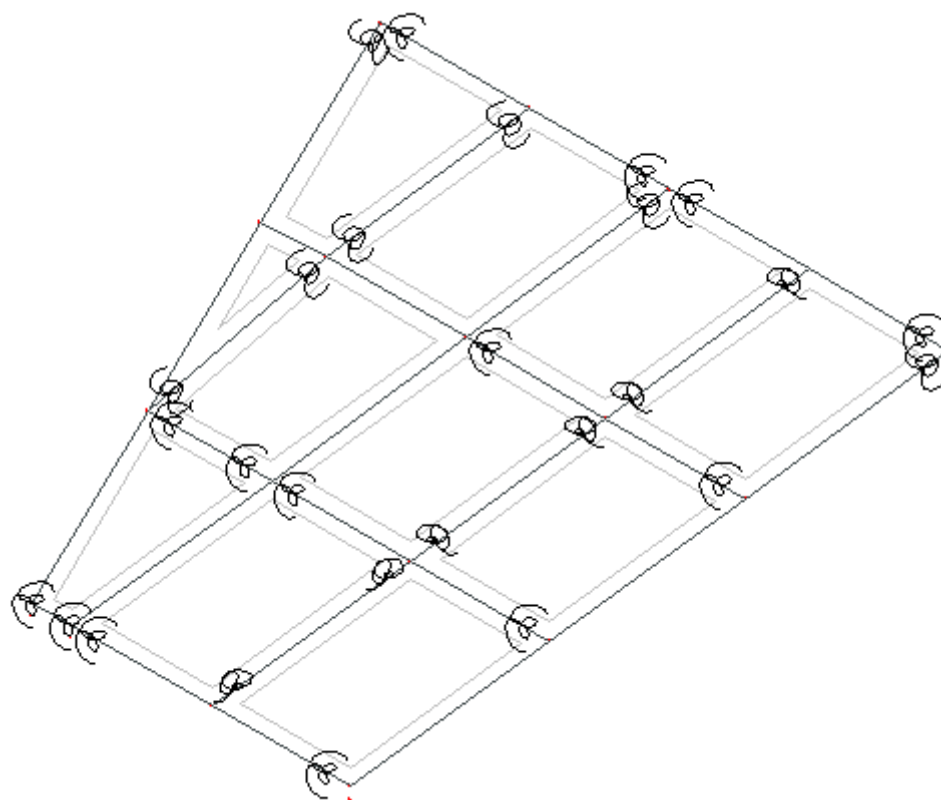
Tabulati di calcolo e verifica delle passerelle - 1 passarella trapezoidale



Schema di calcolo – orditura aree di carico



Carico distribuito parapetto metallico: 50 kg/mq



Posizione delle cerniere interne tra le aste

En.Ex.Sys. WinStrand

Structural Analysis & Design

Ditta produttrice:

En.Ex.Sys. s.r.l. - Via Tizzano 46/2 - Casalecchio di Reno (Bologna)

Sigla:

WinStrand

Piattaforma software:

Microsoft Windows XP Home, Microsoft Windows XP Home Professional

Documentazione in uso:

Manuale teorico - Manuale d'uso

Campo di applicazione:

Analisi statica e dinamica di strutture in campo elastico lineare.

Elementi finiti implementati

- Truss.
- Beam (Modellazione di Travi e Pilastri).
- Travi su suolo elastico alla Winckler.
- Plinti su suolo elastico alla Winckler.
- Elementi Shear Wall per la modellazione di pareti di taglio.
- Elementi shell (lastra/piastra) equivalenti.
- Elementi Isoparametrici a 8 Nodi Shell (lastra/piastra).

Schemi di Carico

- Carichi nodali concentrati.
- Carichi applicati direttamente agli elementi.
- Carichi Superficiali.

Tipo di Risoluzione

- Analisi statica e/o dinamica in campo lineare con il metodo dell'equilibrio.
- Fattorizzazione LDL^T .
- Analisi Statica:
 - - modellazione generale 6 gradi di libertà per nodo.
 - ipotesi di solai infinitamente rigidi nel proprio piano (3 gradi di libertà per nodo + 3 per impalcato).
- Analisi dinamica. (Nel caso di analisi modale gli autovettori ed autovalori possono essere calcolati mediante *subspace iteration* oppure tramite il *metodo dei vettori di Ritz*):
 - - Via statica equivalente.
 - Modale con il metodo dello spettro di risposta.

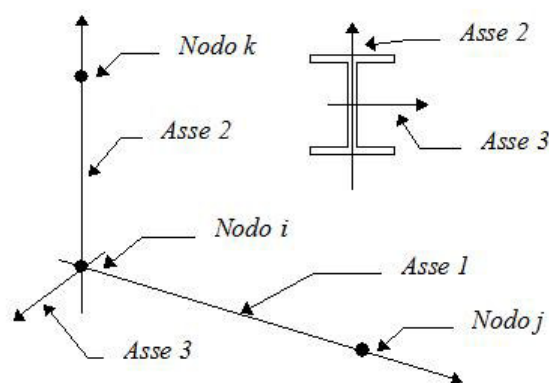
Elementi tipo trave

Convenzioni adottate

Ogni elemento tipo trave viene identificato da:

- Il nodo iniziale **i**;
- Il nodo finale **j**;
- Il nodo **k** che definisce l'orientamento nello spazio della terna riferimento locale dell'elemento.

La terna di riferimento locale della trave risulta essere così disposta:



Vengono riportati i valori di efficacia dei vincoli alle estremità dello elemento (variabili fra 0 e 100%), nei due piani **1-2** e **1-3** della trave in corrispondenza dei nodi, dando quindi la possibilità di considerare aste non perfettamente incastrate (coefficienti **Vi12**, **Vj12**, **Vi13**, **Vj13**).

Caratteristiche dei Materiali:

Tipo	Modulo Elastico [kg/cm ²]	ν	alfa [1/°C]	Peso Specifico [kg/m ³]	Commento
1	300000.0	0.120	0.000012	2500.0	Calcestruzzo
2	2100000.0	0.330	0.000012	7850.0	Acciaio

Sezioni Impiegate:

Sezione	Materiale	Tipo di Sezione	Parametri Dimensionali Commenti
1	2	IPE 270	
2	2	IPE 200	

Caratteristiche Inerziali:

Sezione	Materiale	Area [cm ²]	Jt [cm ⁴]	J2 [cm ⁴]	J3 [cm ⁴]	J23 [cm ⁴]	Xx	Xy
1	2	46.03	16	5801	420	0	2.5	1.7
2	2	28.54	7	1947	142	0	2.5	1.6

Condizioni e combinazioni di carico

Convenzioni adottate

Nel seguito vengono riportate il numero di condizioni di carico statiche e dinamiche che sollecitano la struttura. Si noti che:

- Per quanto riguarda le condizioni di carico dinamiche, il programma assimila ogni direzione di ingresso del sisma, definita dal progettista, ad una condizione di carico. Pertanto qualora agiscano sulla struttura n condizioni di carico statiche e il progettista abbia supposto che la struttura venga sollecitata da un sisma entrante in m direzioni, la struttura stessa viene considerata del programma come soggetta ad $n + m$ condizioni di carico.
- Le combinazioni di carico, definite dal progettista, combinano fra loro le $n + m$ condizioni di carico ognuna partecipante alla combinazione i -esima secondo i fattori di partecipazione nel seguito riportati. N.B.: se la condizione j -esima ha fattore di partecipazione unitario, allora partecipa per intero alla combinazione i -esima.
- Le prime n condizioni sono sempre statiche mentre sono di origine dinamica le (eventuali) condizioni da $n+1$ a $n+m$.

Condizioni di carico definite:

Condizione	
1	Peso proprio
2	Assito
3	Folla
4	Neve
5	passerella cap 5

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Combinazione di carico numero					
1			SLU FOLLA		
2			SLU NEVE		
3			SLU passerella cap5		
Comb.\Cond	1	2	3	4	5
1	1.3	1.3	1.5	0.75	
2	1.3	1.3	1.05	1.5	
3	1.3	1.3			1.5

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero				
				4
				rara folla
				5
				rara neve
Comb.\Cond	1	2	3	4
4	1	1	1	0.5
5	1	1	0.7	1

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero				
				6
				freq folla
				7
				freq neve
Comb.\Cond	1	2	3	4
6	1	1	0.7	
7	1	1	0.6	0.2

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero				
				8
				qp
Comb.\Cond	1	2	3	
8	1	1	0.6	

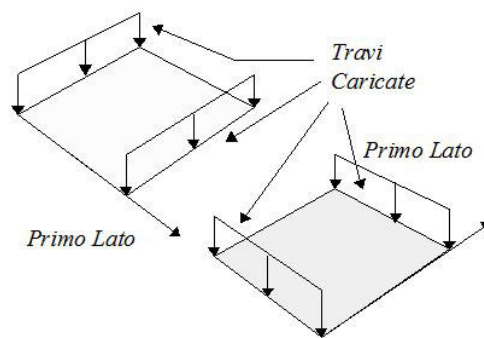
Dati relativi alle aree di carico

Convenzioni adottate

Nel seguito sono riportate le *aree di carico* definite nel progetto.

Un'*area di carico* è definita da una superfice contornata da travi di bordo ed i carichi superficiali su essa agenti vengono riportati dal programma sulle travi perimetrali in ragione dell'area di influenza relativa ad ogni trave e della direzione di orditura della superficie.

È importante rilevare che **la direzione di orditura viene assunta dal programma con riferimento al primo lato della superficie di carico e non con riferimento all'asse x globale della struttura.**



Esempio: *direzione* di orditura 0 gradi.

In particolare ricordiamo che le *aree di carico* fungono esclusivamente da supporto per il calcolo dei carichi di tipo superficiale in quanto i carichi definiti tramite tali *aree di carico* in effetti vengono trasferiti (sotto forma di carichi lineari o carichi nodali concentrati nei nodi) sulle travi perimetrali che contornano l'area di carico stessa.

A seguire vengono riportati per ogni tipologia definita i carichi agenti nelle varie condizioni di carico. La dizione:

Globale

indica che il carico è definito nel sistema di riferimento globale della struttura.

Globale Proiettato

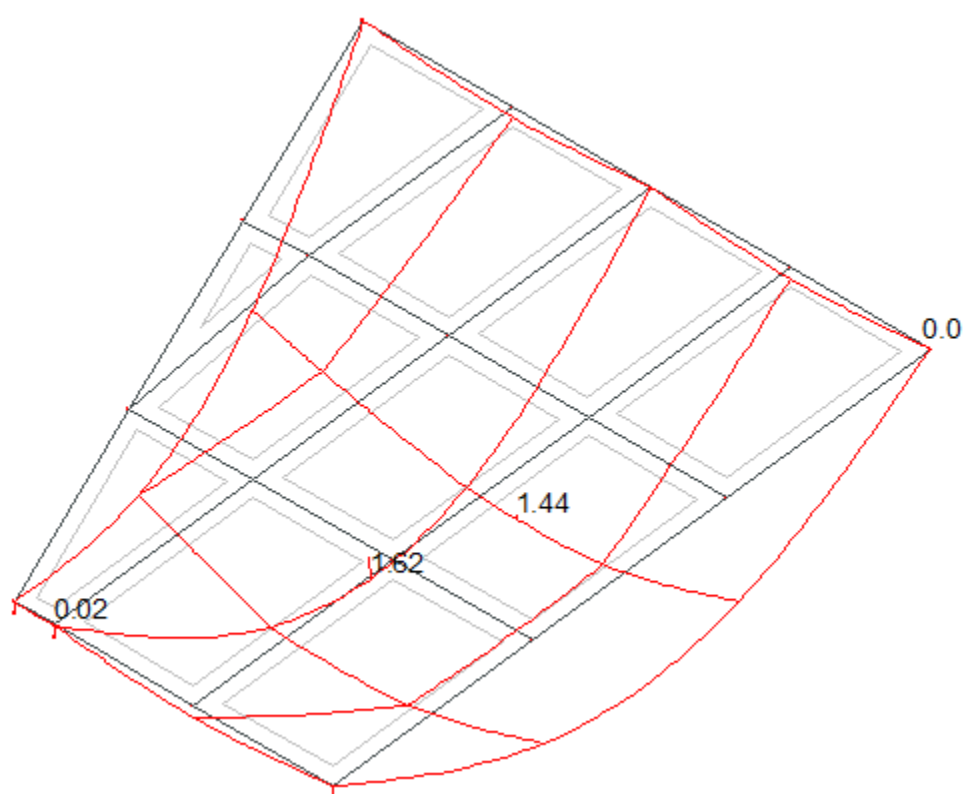
indica che il carico è definito nel sistema di riferimento globale della struttura ma il valore viene computato in proiezione.

Locale

indica che il carico è definito nel sistema di riferimento locale della superficie di carico.

Area di Carico Numero					Commento		
1					passerella		
Tipo	Alfa	Condizione	Carico Trasmesso	Riferimento	qx [kg/m²] Qx [kg]	qy [kg/m²] Qy [kg]	qz [kg/m²] Qz [kg]
1	0.00	2	Alle Travi	Globale	0.0	0.0	32.0
1	0.00	3	Alle Travi	Globale	0.0	0.0	400.0
1	0.00	4	Alle Travi	Globale	0.0	0.0	120.0
1	0.00	5	Alle Travi	Globale	0.0	0.0	500.0

Principali risultati di calcolo: momenti e deformate



Deformata combinazione 4 – rara

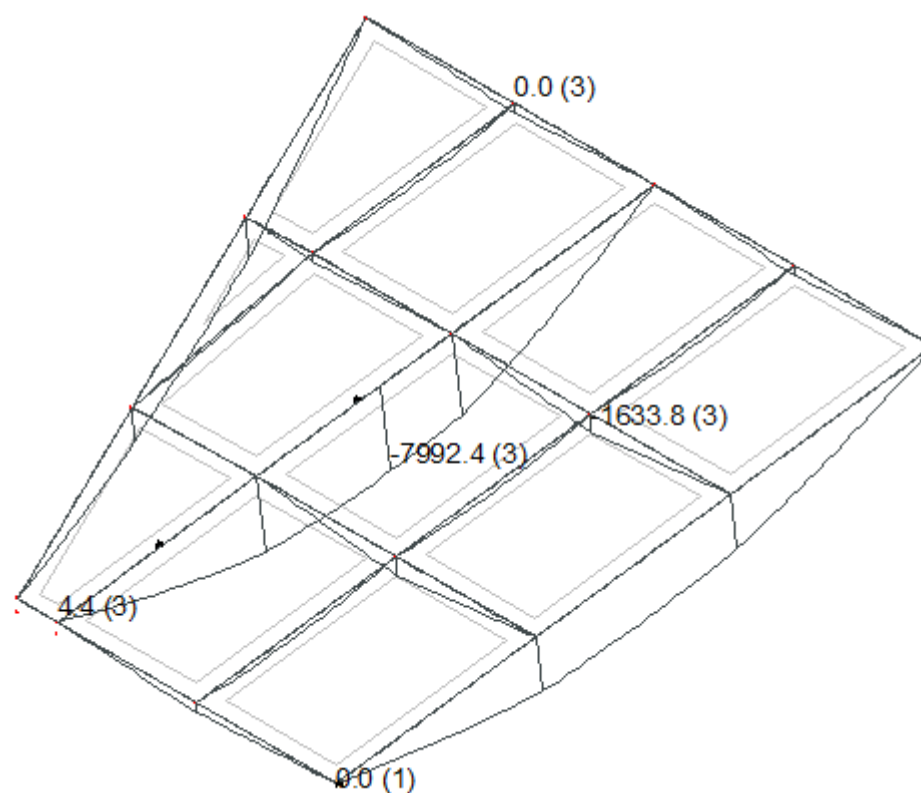


Diagramma d'involuppo dei momenti

VERIFICA TRAVI SEZIONE 1 PROFILO IPE 270

Tipo di verifica da eseguire:

- Resistenza (Componenti Azioni Interna)..... : - N - Ty - Mx - My
- Instabilità Nel Piano 1/2 : Non richiesta
- Instabilità Nel Piano 1/3 : Non richiesta
- Pressoflessione (Componenti Azioni Interna). : Non richiesta
- Instabilità Flesso-Torsionale : A doppio T
- Acciaio tipo : **Acciaio**
- Tensione di Snervamento : 2750.0 [kg/cm²]
- Tensione di Rottura : 4300.0 [kg/cm²]

Asta		Luce [m]	Resistenza			Svergolamento		
Da	A		Classe	Sd/Sr	Comb.	Classe	Sd/Sr	Comb.
4	18	6.05	1	0.447	3	1	0.663	3
2	16	6.05	1	0.659	3	1	0.979	3
1	14	6.55	1	0.323	3	1	0.519	3

VERIFICA TRAVI SEZIONE 2 PROFILO IPE 200

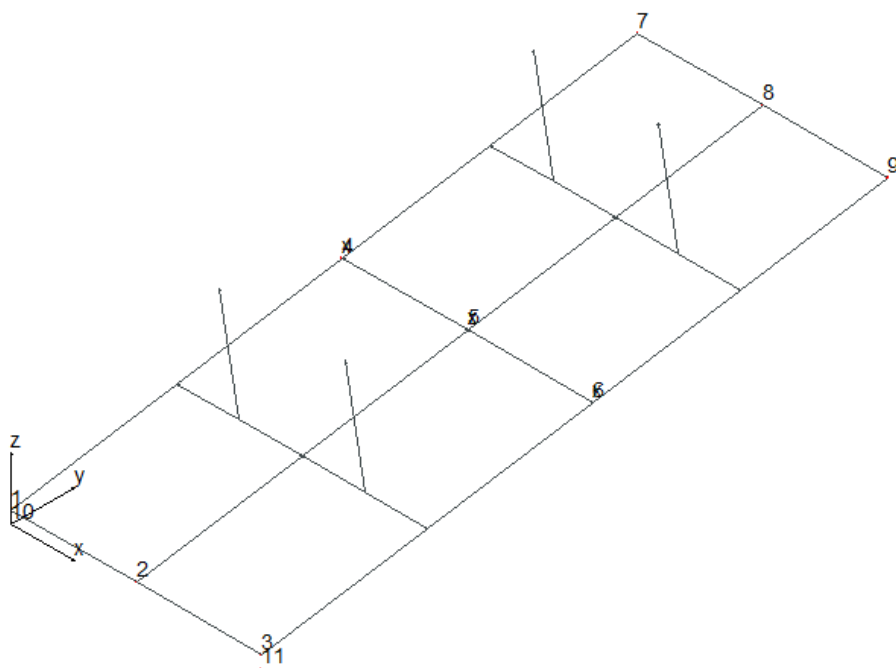
Tipo di verifica da eseguire:

- Resistenza (Componenti Azioni Interna)..... : - N - Ty - Mx - My
- Instabilità Nel Piano 1/2 : Non richiesta
- Instabilità Nel Piano 1/3 : Non richiesta
- Pressoflessione (Componenti Azioni Interna). : Non richiesta
- Instabilità Flesso-Torsionale : A doppio T
- Acciaio tipo : **Acciaio**
- Tensione di Snervamento : 2750.0 [kg/cm²]
- Tensione di Rottura : 4300.0 [kg/cm²]

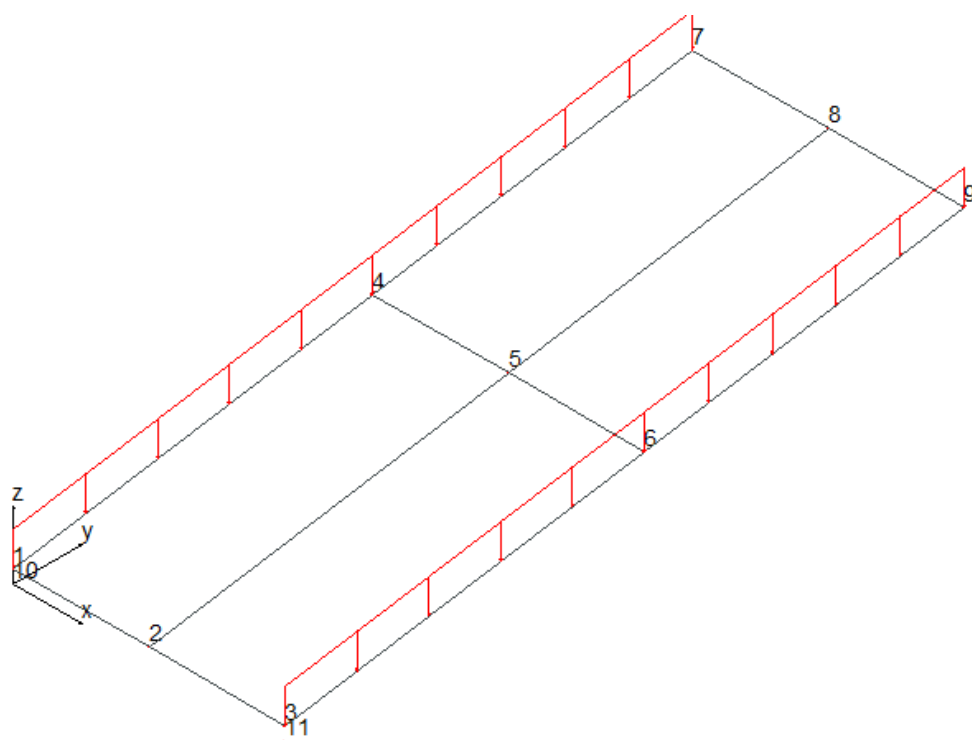
Asta		Luce [m]	Resistenza			Svergolamento		
Da	A		Classe	Sd/Sr	Comb.	Classe	Sd/Sr	Comb.
5	6	1.23	1	0.001	3	1	0.001	3
9	10	0.64	1	0.140	3	1	0.150	3
16	18	2.80	1	0.153	3	1	0.258	3
14	16	2.90	1	0.149	3	1	0.257	3
11	13	2.80	1	0.296	3	1	0.496	3
10	11	1.40	1	0.139	3	1	0.193	3
7	8	1.40	1	0.293	3	1	0.406	3

Asta		Luce [m]	Resistenza			Svergolamento		
Da	A		Classe	Sd/Sr	Comb.	Classe	Sd/Sr	Comb.
6	7	1.40	1	0.293	3	1	0.406	3
2	4	2.80	1	0.151	3	1	0.253	3
1	2	0.40	1	0.000	3	1	0.000	3
17	12	2.06	1	0.108	3	1	0.147	3
10	15	2.06	1	0.096	3	1	0.131	3
5	10	2.01	1	0.061	3	1	0.082	3
7	3	2.02	1	0.104	3	1	0.141	3
12	7	1.98	1	0.100	3	1	0.133	3

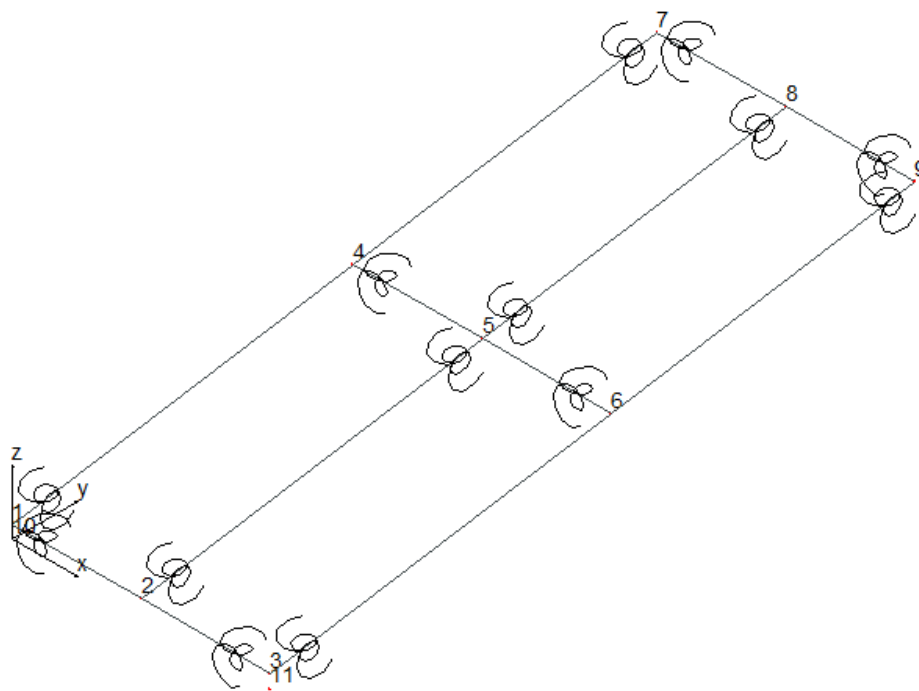
Tabulati di calcolo e verifica delle passerelle – 2 passarella vano scale



Schema di calcolo – orditura aree di carico



Carico distribuito parapetto metallico: 50 kg/mq



Posizione delle cerniere interne tra le aste

En.Ex.Sys. WinStrand

Structural Analysis & Design

Ditta produttrice:

En.Ex.Sys. s.r.l. - Via Tizzano 46/2 - Casalecchio di Reno (Bologna)

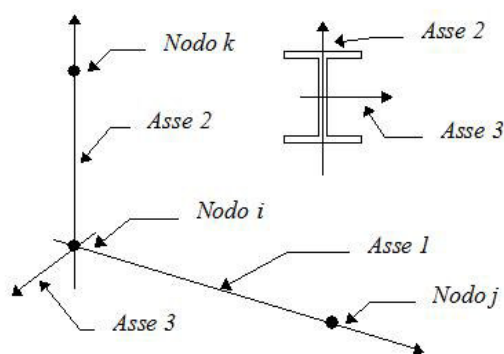
Elementi tipo trave

Convenzioni adottate

Ogni elemento tipo trave viene identificato da:

- Il nodo iniziale **i**;
- Il nodo finale **j**;
- Il nodo **k** che definisce l'orientamento nello spazio della terna riferimento locale dell'elemento.

La terna di riferimento locale della trave risulta essere così disposta:



Vengono riportati i valori di efficacia dei vincoli alle estremità dello elemento (variabili fra 0 e 100%), nei due piani **1-2** e **1-3** della trave in corrispondenza dei nodi, dando quindi la possibilità di considerare aste non perfettamente incastrate (coefficienti **Vi12**, **Vj12**, **Vi13**, **Vj13**).

Caratteristiche dei Materiali:

Tipo	Modulo Elastico [kg/cm ²]	v	alfa [1/°C]	Peso Specifico [kg/m ³]	Commento
1	300000.0	0.120	0.000012	2500.0	Calcestruzzo
2	2100000.0	0.330	0.000012	7850.0	Acciaio

Sezioni Impiegate:

Sezione	Materiale	Tipo di Sezione	Parametri Dimensionali Commenti
1	2	IPE 200	
2	2	IPE 140	

Caratteristiche Inerziali:

Sezione	Materiale	Area [cm ²]	Jt [cm ⁴]	J2 [cm ⁴]	J3 [cm ⁴]	J23 [cm ⁴]	Xx	Xy
1	2	28.54	7	1947	142	-0	2.5	1.6
2	2	16.44	2	542	45	0	2.5	1.6

Dal Nodo	Al Nodo	Nodo k	Luce [m]	Materiale	Sezione	Fixity factors								Rigid-end [m]	
						V _{i12}	V _{j12}	V _{i13}	V _{j13}	N _i	N _j	T _i	T _j	d _{ri}	d _{rj}
3	6	10002	2.68	2	1	1	100	1	100	100	100	100	100	0.00	0.00
1	4	10000	2.68	2	1	1	100	1	100	100	100	100	100	0.00	0.00
4	7	10000	2.39	2	1	100	0	100	0	100	100	100	100	0.00	0.00
2	5	10001	2.68	2	1	0	0	0	0	100	100	100	100	0.00	0.00
5	8	10001	2.39	2	1	0	0	0	0	100	100	100	100	0.00	0.00
6	9	10002	2.39	2	1	100	0	100	0	100	100	100	100	0.00	0.00
1	2	10003	1.00	2	2	0	100	0	100	100	100	100	100	0.00	0.00

2	3	10003	1.00	2	2	100	0	100	0	100	100	100	100	0.00	0.00
4	5	10004	1.00	2	2	1	100	1	100	100	100	100	100	0.00	0.00
5	6	10004	1.00	2	2	100	1	100	1	100	100	100	100	0.00	0.00
7	8	10002	1.00	2	2	0	100	0	100	100	100	100	100	0.00	0.00
8	9	10002	1.00	2	2	100	0	100	0	100	100	100	100	0.00	0.00

Condizioni e combinazioni di carico

Convenzioni adottate

Nel seguito vengono riportate il numero di condizioni di carico statiche e dinamiche che sollecitano la struttura. Si noti che:

- Per quanto riguarda le condizioni di carico dinamiche, il programma assimila ogni direzione di ingresso del sisma, definita dal progettista, ad una condizione di carico. Pertanto qualora agiscano sulla struttura n condizioni di carico statiche e il progettista abbia supposto che la struttura venga sollecitata da un sisma entrante in m direzioni, la struttura stessa viene considerata del programma come soggetta ad $n + m$ condizioni di carico.
- Le combinazioni di carico, definite dal progettista, combinano fra loro le $n + m$ condizioni di carico ognuna partecipante alla combinazione i -esima secondo i fattori di partecipazione nel seguito riportati. N.B.: se la condizione j -esima ha fattore di partecipazione unitario, allora partecipa per intero alla combinazione i -esima.
- Le prime n condizioni sono sempre statiche mentre sono di origine dinamica le (eventuali) condizioni da $n+1$ a $n+m$.

Condizioni di carico definite:

Condizione	
1	Peso proprio
2	Assito
3	Folla
4	Neve
5	passerella cap 5

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Combinazione di carico numero	
1	SLU FOLLA
2	SLU NEVE
3	passerella casp 5

Comb.\Cond	1	2	3	4	5
1	1.3	1.3	1.5	0.75	
2	1.3	1.3	1.05	1.5	
3	1.3	1.3			1.5

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero				
				4
				rara folla
				5
				rara neve
Comb.\Cond	1	2	3	4
4	1	1	1	0.5
5	1	1	0.7	1

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero				
				6
				freq folla
				7
				freq neve
Comb.\Cond	1	2	3	4
6	1	1	0.7	
7	1	1	0.6	0.2

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero				
				8
				qp
Comb.\Cond	1	2	3	
8	1	1	0.6	

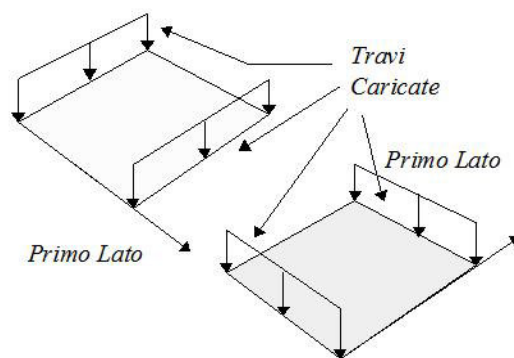
Dati relativi alle aree di carico

Convenzioni adottate

Nel seguito sono riportate le *aree di carico* definite nel progetto.

Un'*area di carico* è definita da una superficie contornata da travi di bordo ed i carichi superficiali su essa agenti vengono riportati dal programma sulle travi perimetrali in ragione dell'area di influenza relativa ad ogni trave e della direzione di orditura della superficie.

È importante rilevare che **la direzione di orditura viene assunta dal programma con riferimento al primo lato della superficie di carico e non con riferimento all'asse x globale della struttura.**



Esempio: *direzione* di orditura 0 gradi.

In particolare ricordiamo che le *aree di carico* fungono esclusivamente da supporto per il calcolo dei carichi di tipo superficiale in quanto i carichi definiti tramite tali *aree di carico* in effetti vengono trasferiti (sotto forma di carichi lineari o carichi nodali concentrati nei nodi) sulle travi perimetrali che contornano l'area di carico stessa.

A seguire vengono riportati per ogni tipologia definita i carichi agenti nelle varie condizioni di carico. La dizione:

Globale

indica che il carico è definito nel sistema di riferimento globale della struttura.

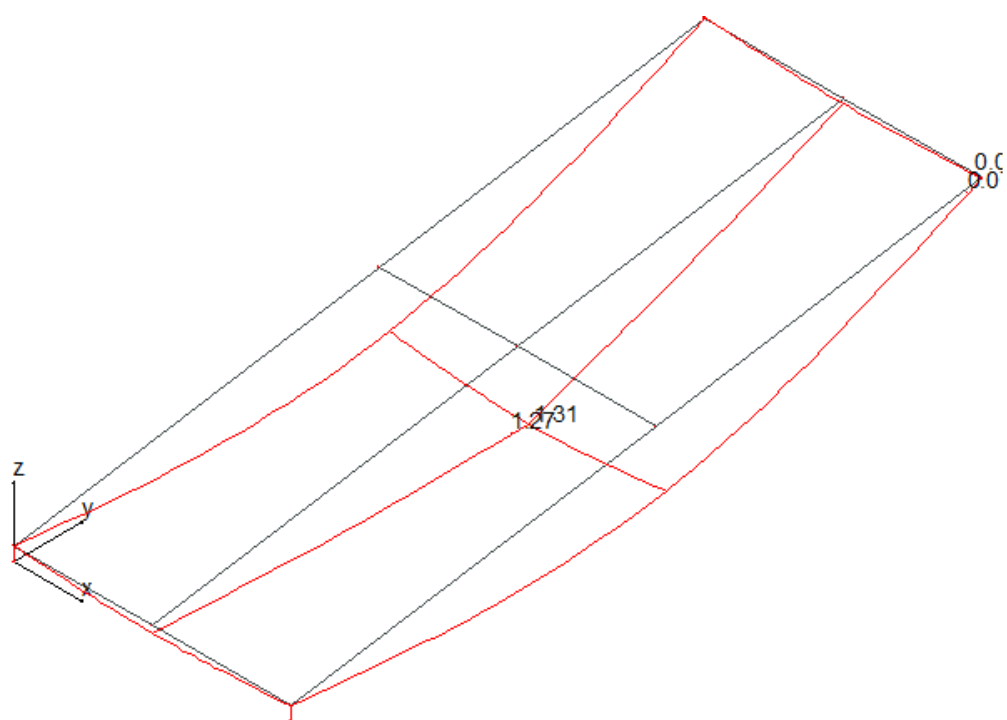
Globale Proiettato

indica che il carico è definito nel sistema di riferimento globale della struttura ma il valore viene computato in proiezione.

Locale

indica che il carico è definito nel sistema di riferimento locale della superficie di carico.

Area di Carico Numero					Commento		
1					passerella		
Tipo	Alfa	Condizione	Carico Trasmesso	Riferimento	qx [kg/m ²] Qx [kg]	qy [kg/m ²] Qy [kg]	qz [kg/m ²] Qz [kg]
1	0.00	2	Alle Travi	Globale	0.0	0.0	32.0
1	0.00	3	Alle Travi	Globale	0.0	0.0	400.0
1	0.00	4	Alle Travi	Globale	0.0	0.0	120.0
1	0.00	5	Alle Travi	Globale	0.0	0.0	500.0



Deformata combinazione 4 – rara

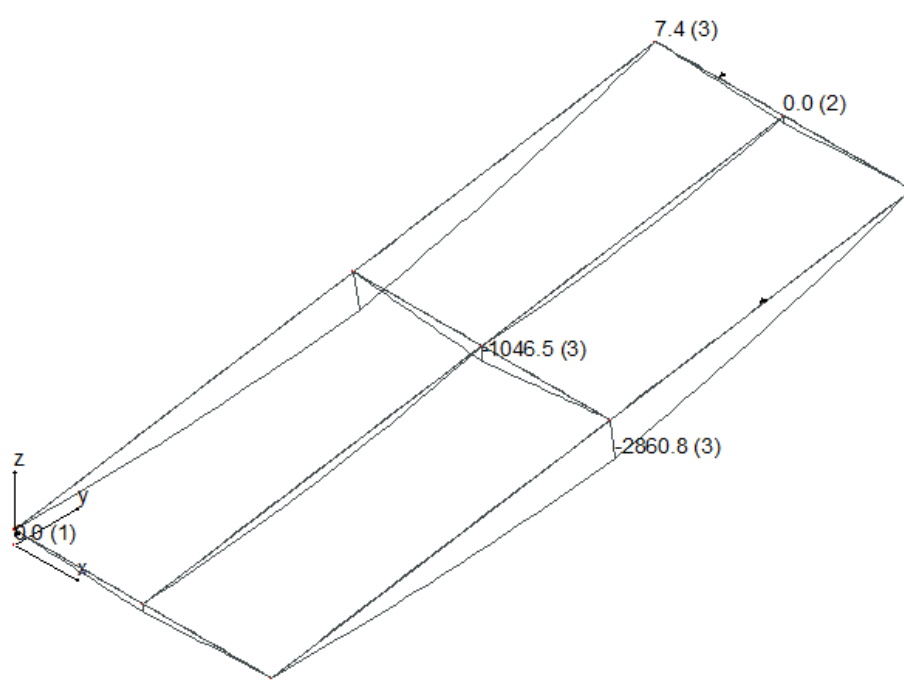


Diagramma d'involuppo dei momenti

VERIFICA TRAVI SEZIONE 1 PROFILO IPE 200

Tipo di verifica da eseguire:

- Resistenza (Componenti Azioni Interna)..... : - Ty - Mx - My
- Instabilità Nel Piano 1/2 : Non richiesta
- Instabilità Nel Piano 1/3 : Non richiesta
- Pressoflessione (Componenti Azioni Interna). : Non richiesta
- Instabilità Flesso-Torsionale : A doppio T
- Acciaio tipo : **Acciaio**
- Tensione di Snervamento : 2750.0 [kg/cm²]
- Tensione di Rottura : 4300.0 [kg/cm²]

Asta		Luce [m]	Resistenza			Svergolamento		
Da	A		Classe	Sd/Sr	Comb.	Classe	Sd/Sr	Comb.
1	7	5.06	1	0.518	3	1	0.800	3
3	9	5.06	1	0.518	3	1	0.800	3

VERIFICA TRAVI SEZIONE 2 PROFILO IPE 140

Tipo di verifica da eseguire:

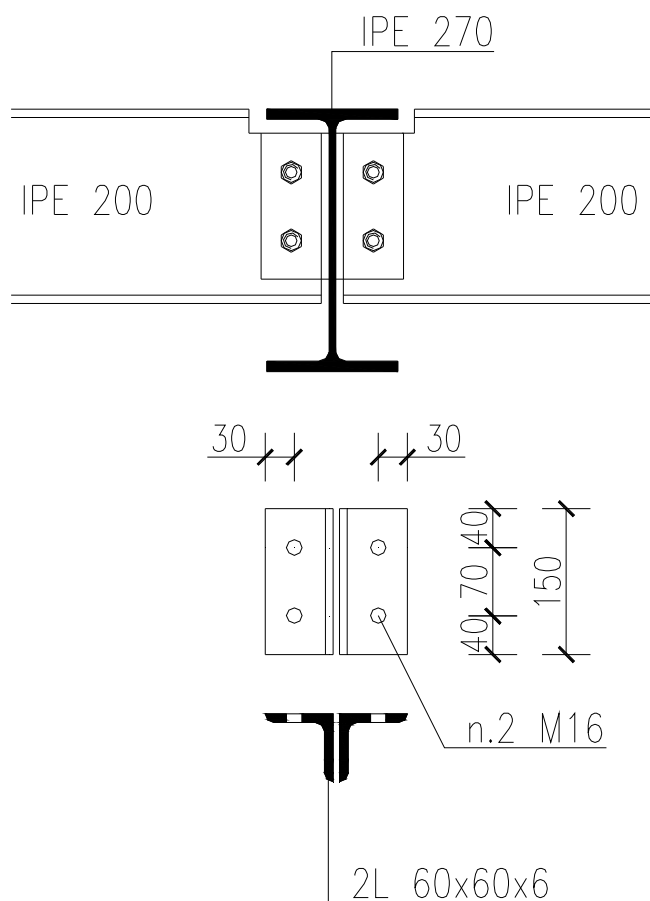
- Resistenza (Componenti Azioni Interna)..... : - Ty - Mx - My
- Instabilità Nel Piano 1/2 : Non richiesta
- Instabilità Nel Piano 1/3 : Non richiesta
- Pressoflessione (Componenti Azioni Interna). : Non richiesta
- Instabilità Flesso-Torsionale : A doppio T
- Acciaio tipo : **Acciaio**
- Tensione di Snervamento : 2750.0 [kg/cm²]
- Tensione di Rottura : 4300.0 [kg/cm²]

Asta		Luce [m]	Resistenza			Svergolamento		
Da	A		Classe	Sd/Sr	Comb.	Classe	Sd/Sr	Comb.
7	9	2.00	1	0.222	3	1	0.463	3
4	6	2.00	1	0.473	3	1	0.733	3
1	3	2.00	1	0.252	3	1	0.525	3
2	5	2.68	1	0.328	3	1	0.624	3
5	8	2.39	1	0.261	3	1	0.456	3

Verifica dei collegamenti maggiormente sollecitati

I restanti della medesima tipologia sono automaticamente verificati.

Verifica a taglio secondaria – principale IPE 270 – IPE 200



Azioni massime - Trave Sezione numero 2 IPE 200

Taglio piano 1-2	Min asta 12 13	-1187.4 [kg]	Comb. 3	Max asta 9 10	1200.3 [kg]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 12 13	-1633.8 [kgm]	Comb. 3	Max asta 10 15	0.0 [kgm]	Comb. 3

Sollecitazioni	
$F_{v,Ed}$ (N)	6000
$F_{t,Ed}$ (N)	0

Bulloni	
Classe	8.8
d (mm)	16
γ_{M2}	1.25
f_{yb} (N/mm ²)	640
f_{tb} (N/mm ²)	800
A_n (mm ²)	201
A_{res} (mm ²)	157

Piastra di collegamento	
Acciaio	S275
t (mm)	6
γ_{M2}	1.25
d_0 (mm)	17
f_{tk} (N/mm ²)	430

Caratteristiche resistenti bulloni		
Classe	f_{yb} (N/mm ²)	f_{tb} (N/mm ²)
4.6	240	400
5.6	300	500
6.8	480	600
8.8	640	800
10.9	900	1000

Caratteristiche geometriche bulloni		
d (mm)	A_n (mm ²)	A_{res} (mm ²)
12	113	84
14	153	115
16	201	157
18	254	192
20	314	245
22	380	303
24	452	353
27	572	459
30	706	561

Caratteristiche piastra	
Acciaio	f_{tk} (N/mm ²)
S235	360
S275	430
S355	510
S450	550
S235 N/NL	390
S355 N/NL	490
S420 N/NL	520
S460 N/NL	540
S235 M/ML	370
S355 M/ML	470
S420 M/ML	520
S460 M/ML	540
S235 W	360
S355 W	510

Verifica di resistenza con formula 4.2.65

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \text{con} \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}}$	0.100
--	-------

$F_{v,Rd}$ (N)	60288
$F_{t,Rd}$ (N)	90432

$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$	0.000
-----------------------------	-------

Verifica a rifollamento con formula 4.2.61

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \text{ con } F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Tipo di unione	
●	Esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
○	Non esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
○	Elementi resistenti alla corrosione (EN10025-5)

e ₁ (mm)	30	20.4	≤	e ₁	≤	64
e ₂ (mm)	30	20.4	≤	e ₂	≤	64
p ₁ (mm)	70	37.4	≤	p ₁	≤	84
p ₂ (mm)	84	40.8	≤	p ₂	≤	84

$\alpha = \min \{e_1/(3d_0) ; f_{tb}/f_{tk} ; 1\}$ per bulloni di bordo // al carico applicato

$\alpha = \min \{p_1/(3d_0)-0,25 ; f_{tb}/f_{tk} ; 1\}$ per bulloni interni // al carico applicato

$k = \min \{2,8e_2/d_0-1,7 ; 2,5\}$ per bulloni di bordo ⊥ al carico applicato

$k = \min \{1,4p_2/d_0-1,7 ; 2,5\}$ per bulloni interni ⊥ al carico applicato

α_{MIN}	0.588
k_{MIN}	2.500

$F_{b,Rd}$ (N)	48565
----------------	-------

$\frac{F_{v, Ed}}{F_{b, Rd}}$	0.124
-------------------------------	-------

Verifica piastra di collegamento al cordolo in c.a.

Massime reazioni vincolari

Nodo numero: 16 [Solaio 0]

	Comb.	Rx [kg]	Ry [kg]	Rz [kg]	Mx [kgm]	My [kgm]	Mz [kgm]
1	1	3.5	0.2	5758.5	0.0	-2.0	-0.3
2	2	3.2	0.2	5094.8	0.0	-1.7	-0.2
3	3	3.8	0.2	6200.9	0.0	-2.2	-0.3
4	4	2.4	0.1	3907.7	0.0	-1.3	-0.2
5	5	2.2	0.1	3465.3	0.0	-1.1	-0.1
6	6	1.7	0.1	2580.4	0.0	-0.7	-0.1
7	7	1.6	0.1	2462.4	0.0	-0.7	-0.1
8	8	1.5	0.1	2285.4	0.0	-0.6	-0.1

Rz Max = 6200 kg

Distanza di applicazione dal bordo: 10 cm

Md = 620 kgm

Poiché non si ha certezza della presenza del cordolo, che probabilmente è assente, si è deciso di collegare la mensola d'appoggio con una contro piastra interna.

Verifica della sezione di muratura presso inflessa.

Definizione del tipo di muratura

Tipologia di muratura

Muratura esistente in pietre a spacco con buona tessitura

Riferimento Circolare 21/01/2019

Valori minimi delle resistenze

$f_m = 260 \text{ N/cm}^2$

$\tau_0 = 5.6 \text{ N/cm}^2$

Valori medi dei moduli elastici

$E = 1740 \text{ N/mm}^2$

$G = 580 \text{ N/mm}^2$

$W = 21 \text{ KN/mc}$

Le caratteristiche delle murature sono state desunte dalla tabella C8.5.I considerando i valori minimi per caratteristiche meccaniche e medi per moduli elastici, da dividere per il fattore di confidenza $FC = 1.35$ relativo al livello di conoscenza LC1.

Valori fattorizzati delle resistenze

$$f_m = 260 \text{ N/cm}^2 / 1.35 = 193$$

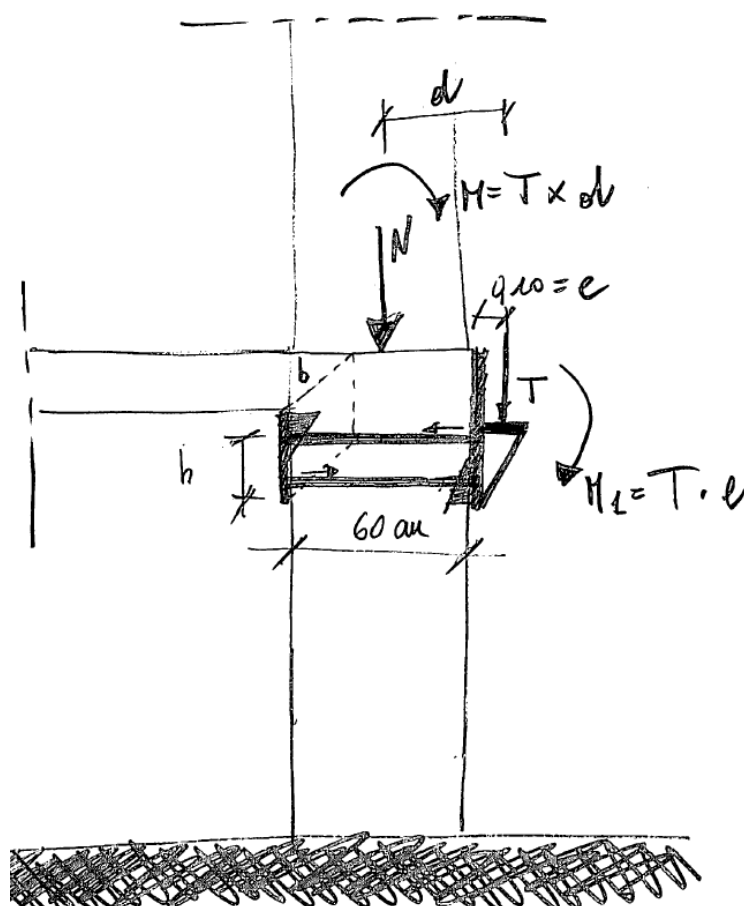
$$\tau_0 = 5.6 \text{ N/cm}^2 / 1.35 = 4.20$$

Poiché la muratura è listata si può applicare il coefficiente amplificativo di tabella C8A.2.2 pari a 1.10

$$f_m = 19,3 \text{ kg/cm}^2 \times 1.10 = 21.20 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_0 = 0.42 \text{ N/cm}^2 / 1.10 = 0.46 \text{ kg/cm}^2$$

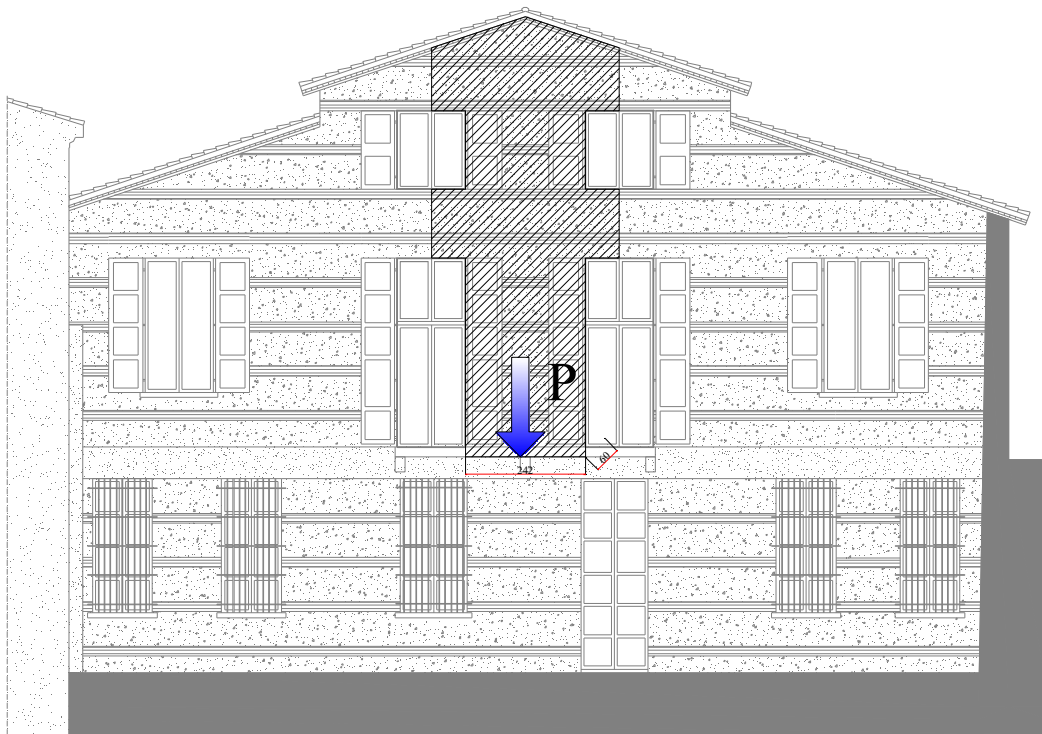
Schema statico



$$M_d = T d = 6200 \text{ kg} \times 0.4 \text{ m} = 2480 \text{ kgm}$$

N = peso muro soprastante

Si trascura a favore di sicurezza il contributo di solai e copertura in quanto agenti sui muri ortogonali



Porzione di muratura insistente sulla sezione in esame

$$A = 25.00 \text{ mq}$$

$$S_p = 0.60 \text{ m}$$

$$\sigma = (2100 \times 0.6 \times 25.00) / (242 \times 60) = 2.15 \text{ kg/cm}^2$$

Verifica della sezione

$$M_d = T \cdot d = 6200 \text{ kg} \times 0.4 \text{ m} = 2480 \text{ kgm}$$

$$M_r = (l^2 \cdot t \cdot \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0.85 f_d)$$

$$\sigma_0 = 2.15 + 6200 / (40 \times 60) = 4.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$L = 60 \text{ cm}$$

$$T = b = 40 \text{ cm}$$

$$f_d = f_m = 19.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = 2518 \text{ kgm} > 2480 - \text{verificato}$$

Verifica a trazione delle barre

$$M_{1d} = 610 \text{ kgm}$$

$$\text{Braccio della coppia approssimato} = 20 \text{ cm}$$

$$T = 61000 / 20 = 3050 \text{ kg}$$

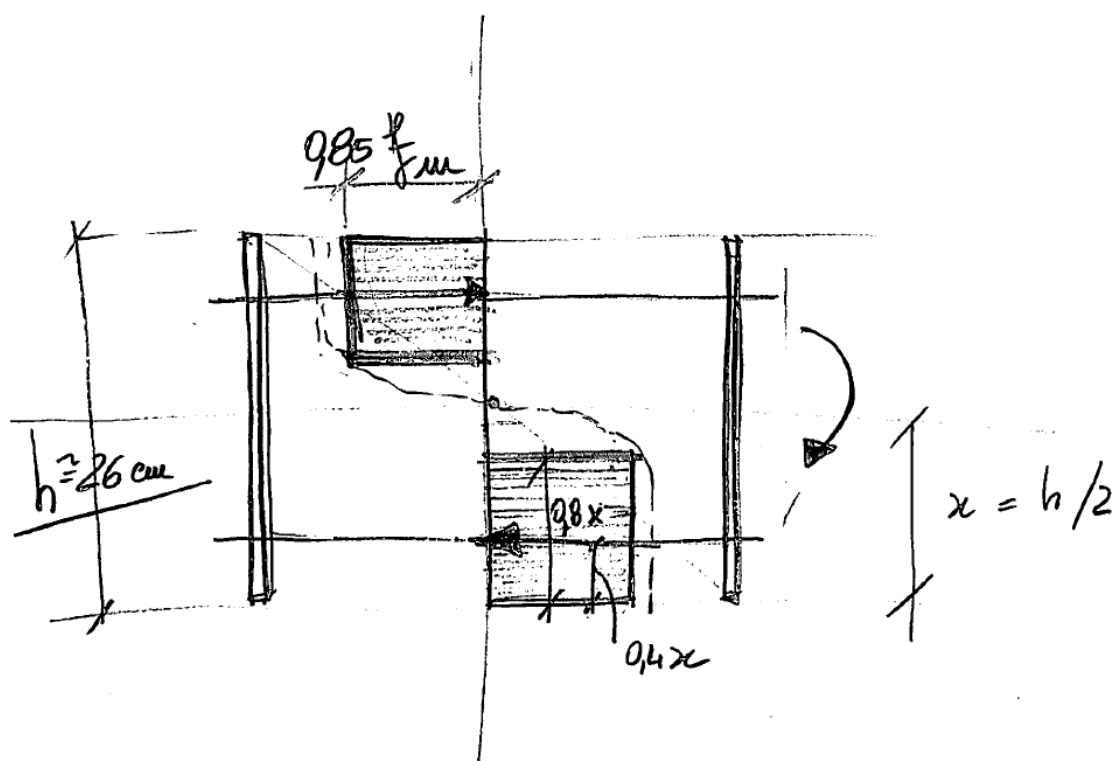
$$\text{Per ogni barra M 16} - T = 1525 \text{ kg}$$

$$T_r = 2.01 \times 6400 / 1.25 = 10291 \text{ kg} - \text{verificato}$$

Verifica flessionale a rottura della sezione sollecitata fuori dal piano dal momento

$$M_1 = 610 \text{ kgm}$$

Diagramma di resistenza ultima



Poichè la sezione è sufficientemente armata con barre che rimangono in campo elastico la rottura è governata dalla resistenza della muratura in quanto confinata dalla doppia piastra interna ed esterna. La trazione delle barre viene trasferita in compressione alla muratura attraverso la contro piastra interna.

Ai fini della resistenza si considera il classico diagramma parabola rettangolo dove

$$f_d = 0.85 f_m = 18.20$$

$$x = h/2 = 13 \text{ cm}$$

$$M_u = (0.8 \times 13 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} \times 18.20 \text{ kg/cm}^2) \times (26 - 2 \times 0.4 \times 13) = 7571 \times 15.6 = 118100 \text{ kgcm} - 1181 \text{ kgm}$$

$$S_r = 610 / 1181 = 0.52 < 1 \text{ verificato}$$

Verifica assito cm. 4.00 – passerella

Luce massima di calcolo 0.80 m

Con il legno massello classe C24 si hanno i seguenti valori:

$f_{mk} = 240 \text{ kg/cm}^2$ flessione

$f_{vk} = 25 \text{ kg/cm}^2$ taglio

Interasse d'influenza: 1.00 m

Analisi dei carichi

Peso proprio: 20 kg/mq

Variabile: 500 kg/mq

Schema statico – trave su due appoggi

si considera al fine delle verifiche una classe di servizio 3 e pertanto il coefficiente k_{mod} assume i seguenti valori:

classe di durata breve: $k_{mod} = 0.7$

classe di durata permanente: $k_{mod} = 0.5$

pertanto il valore della resistenza a flessione assume il seguente valore:

$$f_{md} = k_{mod} f_{mk} / \gamma_m = 0.7 * 240 / 1.50 = 112 \text{ kg/cm}^2$$

a favore di sicurezza si trascura l'incremento dovuto alle dimensioni della sezione trasversale (coefficiente k_h)

$$f_{md} = k_{mod} f_{mk} / \gamma_m = 0.5 * 240 / 1.50 = 80 \text{ kg/cm}^2$$

Assito cm. 4.00					
E	110000				
B	10		W	26.66667	
H	4		J	53.33333	
luce di calcolo					
interasse travi					
	SLU	SLE	caratteristiche	fattorizzate	SLE
carichi portati			0	0	
γG	1.3	1			0
pesi propri			20	26	
$\gamma G2$	1.3	1			20
carichi variabili			500	750	
γQ	1.5	0.3			150
carico di breve durata					
qslu breve =	93.12		q2 =	20.4	
M 1= $ql^2/8$					
	22.8144		M2 =	4.998	
$\sigma 1=$					
	85.554		$\sigma 2=$	18.7425	
fmd1 =					
	112		fmd 2 =	80	
coeff di sic.zza	0.763875	verificato	coeff di sic.z	0.234281	verificato

Verifica montante del parapetto

Acciaio S275JR

Il montante principale (interasse 0.90 m) è costituito da tre piatti 50x10 e deve resistere ad un carico distribuito di 200 kg/m (cat. C – scale comuni, balconi, ballatoi) – DM 17/01/2018) applicato sul corrimano di altezza 1.00 m.

$$q_{SLU} = 200 \times 1.5 = 300 \text{ kg/m}$$

Verifica condotta allo stato limite ultimo

$$H = 1.00 \text{ m}$$

$$F_h = (200 \text{ kg/m} \times 1.50) \times 0.90 \text{ m} = 270 \text{ kg}$$

$$M = 270 \times 1.00 \text{ m} = 270 \text{ kgm} = 27000 \text{ kgcm}$$

$$J_x = 31.25 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 12.50 \text{ cmc}$$

$$M_u = W_x \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 12.50 \times 2750 / 1.05 = 32700 \text{ kgcm} = 327 \text{ kgm}$$

$$\text{Coeff. di sicurezza} = 270 / 327 = \mathbf{0.83 < 1} \quad \mathbf{\text{verificato}}$$

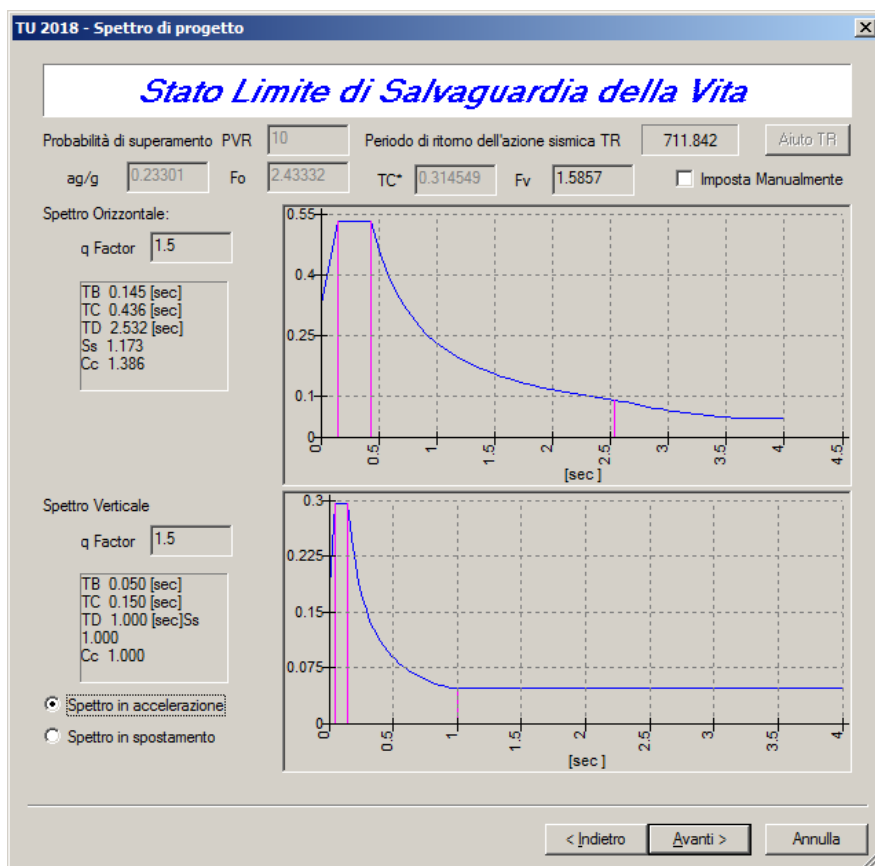
Dimensionamento del giunto

Le passerelle risultano collegate alla struttura principale in muratura pertanto in corrispondenza dell'appoggio alla trave di fondazione e al corpo tecnico è previsto un appoggio in neoprene con un mgiunto tecnico appositamente dimensionato.

L'altezza di piano a cui è collegata la passerella è circa 4.00 m

Dimensione minima del giunto – Punto 7.2.1 – NTC2018

$$\delta = 1/100 H^2 a_g S/g = 1/100 * 400 * 2 * 0.23 g * 1.36 / g = 2.50 \text{ cm}$$



Spettro SLU di riferimento.

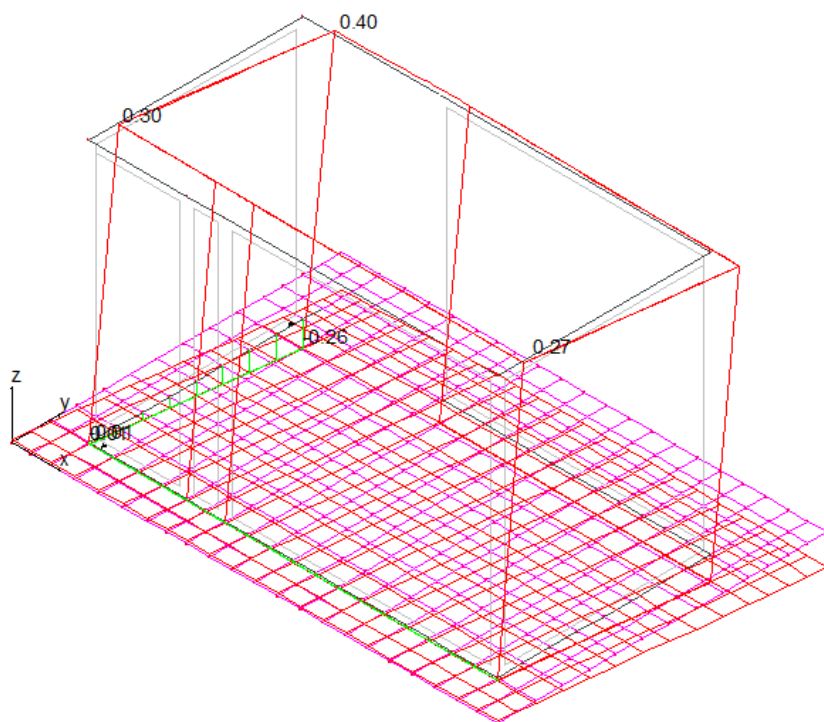
Dimensionamento in funzione degli spostamenti relativi.

Per il fabbricato principale in muratura si applica la formula di paragrafo 7.2.1

$$\delta = 1/100 H a_g S/ g = 1.25 \text{ cm}$$

Spostamento del corpo tecnico

Lo spostamento massimo combinato in opposizione di fase è pari a: 0.30 cm



Lo spostamento elastico, amplificato ai sensi delle NTC18, par. 7.3.3, è pertanto pari a:

$$\delta = \delta \times \mu_d = 0.30 \times (1 + (q-1)T_c/T_1) = 0.30 \text{ cm} \times (1 + (1.50 - 1) 0.48/0.15) = 0.78 \text{ cm}$$

Dunque sommando i due spostamenti, già amplificati, si ottiene un giunto minimo necessario ad evitare fenomeni di martellamento pari a **0.78 + 1.25 = 2.03 cm**.

Essendo inferiore al giunto minimo precedentemente calcolato si fa riferimento a quest'ultimo pari a 2.50 cm.

A titolo cautelativo è stato previsto nella progettazione un giunto sismico pari a 3.00 cm, dunque superiore al minimo richiesto.

Relazione di calcolo Corpo tecnico

La struttura è stata schematizzata con un set di pareti in c.a., area di carico a copertura e platea con una mesh di elementi a 4 nodi su suolo elastico.

In corrispondenza degli appoggi della passerella sono stati inseriti i valori caratteristici delle reazioni vincolari.

Si sono effettuate, a monte del calcolo con elaboratore elettronico, dei semplici calcoli manuali al fine di un dimensionamento della struttura che hanno portato a valori di sollecitazioni simili dei tagli di piano.

Per la definizione dell'azione sismica di riferimento si è adottato il DM 17/01/2018 adottando i seguenti parametri:

Tipo di costruzione: **2** **vita nominale ≥ 50 anni**

Periodo di riferimento per il calcolo dell'azione sismica: si veda tabulati di calcolo

Classe d'uso: **III** **costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi (si tratta di edificio con funzioni scolastiche)**

Tipo di suolo: **B** si veda relazione geotecnica

Coeff. topografico **T2 = 1.20**

Si specifica, inoltre:

- nell'analisi della struttura allo stato limite ultimo si adottato un coefficiente di struttura **q = 1.50**, calcolato come indicato al punto 7.3.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni – **struttura non dissipativa**

Analisi dei carichi

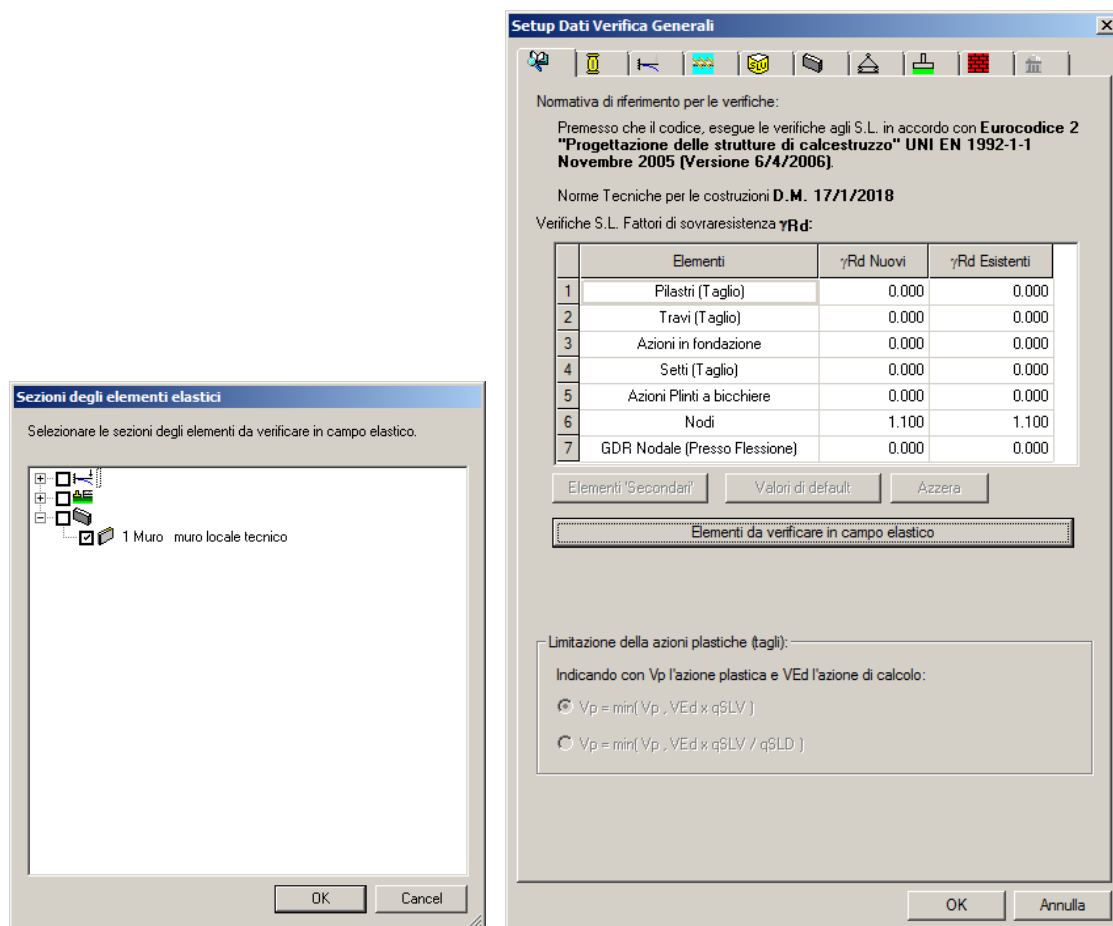
Soletta in c.a. 500 kg/mq

Terreno soprastante 600 kg/mq

Variabile neve 120 kg/mq

Definizione verifiche

Le verifiche della struttura in elevazione e di fondazione sono state condotte, come prescritto al capitolo 7, per strutture non dissipative, in campo elastico ovvero calcolando la resistenza delle sezioni al raggiungimento della curvatura di prima plasticizzazione (Par. 7.4.4). Nel software è possibile impostare la verifica campo elastico mediante la seguente finestra di input:



Si specifica inoltre che il programma di calcolo confronta la azioni derivanti dal calcolo con $\gamma_{RD} = 1.10$ e quelle relative alle resistenze a flessione degli elementi, calcolate per N, forza assiale, relativa alle combinazioni di cui al 2.5.3, prendendo in considerazione per le verifiche quelle minori.

Le verifiche della platea sono state condotte imponendo che la deformazione dell'acciaio allo stato limite ultimo sia pari a quella di snervamento come desumibile dalle seguenti finestre di input.

Materiali Lastre - Calcestruzzo

Caratteristiche Generali
 Calcestruzzo: Altro tipo di Calcestruzzo
 Identificativo: C 25/30-elastico
 R_{bk}: 300 [kg/cm²]

Verifiche agli Stati Limite Ultimi
 f_{ck} = R_{bk} x 0.833333 = 250 [kg/cm²]
 z Cls: 1.5 Fattore di Conferenza: 1
 f_{pd}Max = f_{ck} / (γ F.C.) = 166.7 [kg/cm²]
 γ_{occ} Cls: 0.85 f_{od}: 141.7 [kg/cm²]
 Deformazione alla Tensione di Picco f_{ck} ec1 (0.002 = 0.2%) 0.002
 Deformazione di Compressione Ultima ecu (0.0035 = 0.35%) 0.002
 f_{ctm}: 25.6 [kg/cm²] f_{ctk} 0.05: 18 [kg/cm²]
 Resistenza unitaria a Taglio di R_f tau_{rd}: 3 [kg/cm²]
 Tensione di aderenza Barre Lucide: 12 [kg/cm²]
 Tensione di aderenza Barre Nervate: 26.9321 [kg/cm²]

Verifica agli Stati Limite di Esercizio

	Combinazioni di Carico	Fattore Parziale di Sicurezza	Tensione Max [kg/cm ²]
1	Rare	0.600	150.0
2	Frequenti	0.450	112.5
3	Quasi permanenti	0.450	112.5

Materiali Lastre - Acciaio

Caratteristiche Generali
 Acciaio: Altro tipo di Acciaio
 Commento: S 450 C - elastico
 E: 2.1e+06 [kg/cm²]
 Barre: ☐ Lucide ☒ Aderenza Migliorata

Verifiche agli Stati Limite Ultimi
 Tensione Caratteristica di Snervamento f_{yk}: 45000 [kg/cm²]
 Fattore Parziale di Sicurezza (Gamma): 1.15
 Fattore di Conferenza: 1
 Resistenza di Calcolo f_{yd}: 3913.0 [kg/cm²]
 Deformazione al Limite Elastico [e_{u1} = f_{yd} / E]: 0.0018633
 Deformazione a rottura di progetto [e_{ud}]: 0.002

Verifica agli Stati Limite di Esercizio

	Combinazioni di Carico	Fattore Parziale di Sicurezza	Tensione Max [kg/cm ²]
1	Rare	0.800	3600.0
2	Frequenti	0.800	3600.0
3	Quasi permanenti	0.800	3600.0

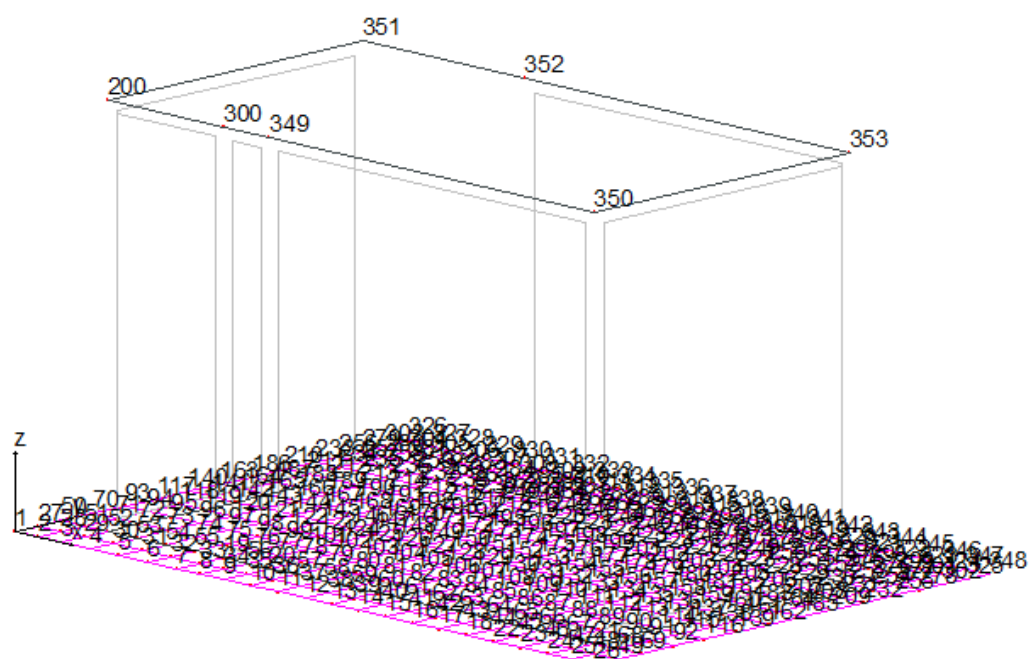
Verifiche alle Tensioni Ammissibili
 Tensione Ammissibile: 2600 [kg/cm²]

Ogni elemento strutturale è stato verificato relativamente agli STATI LIMITE ULTIMI (combinazione fondamentale e sismiche) e STATI LIMITE DI ESERCIZIO (tensioni, fessurazioni e controllo della deformabilità). La fessurazione, in particolare è controllata dal programma di calcolo senza calcolo diretto.

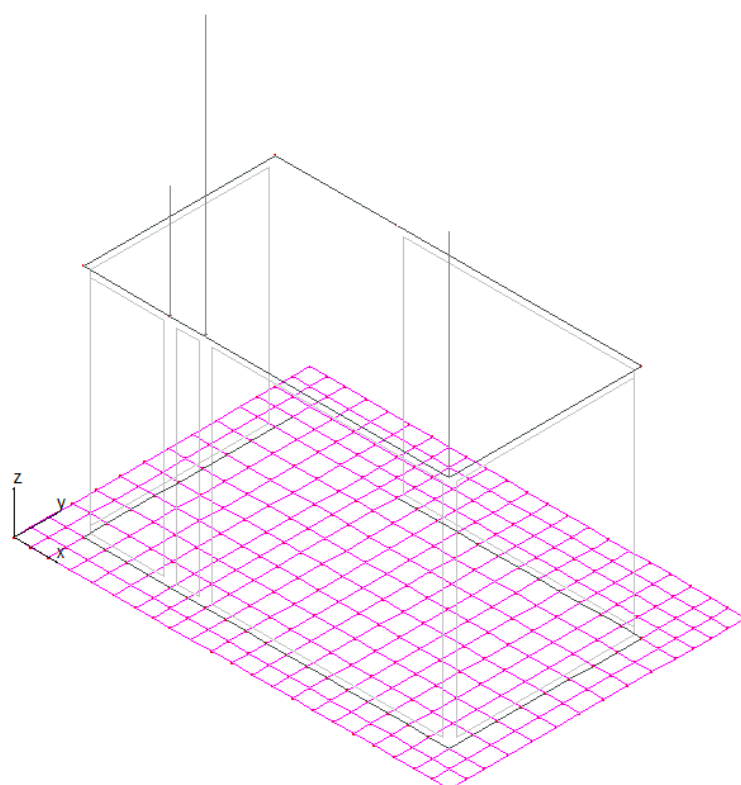
Si specifica che nelle verifiche si è considerato un copriferro di 2 cm dato da ambiente ordinario 20 mm ($C_{min} < C < C_0$) in quanto contro-terra il cls risulta protetto.

Poiché la struttura non presenta elementi con luci elevate, non si è considerata la tolleranza di esecuzione e si provvederà in fase di esecuzione a raffittire i distanziatori per garantire il corretto copriferro.

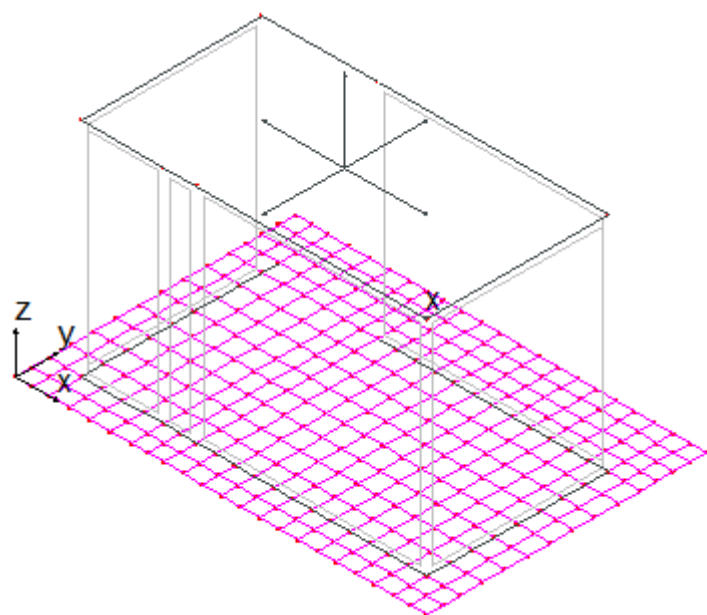
Schemi statici



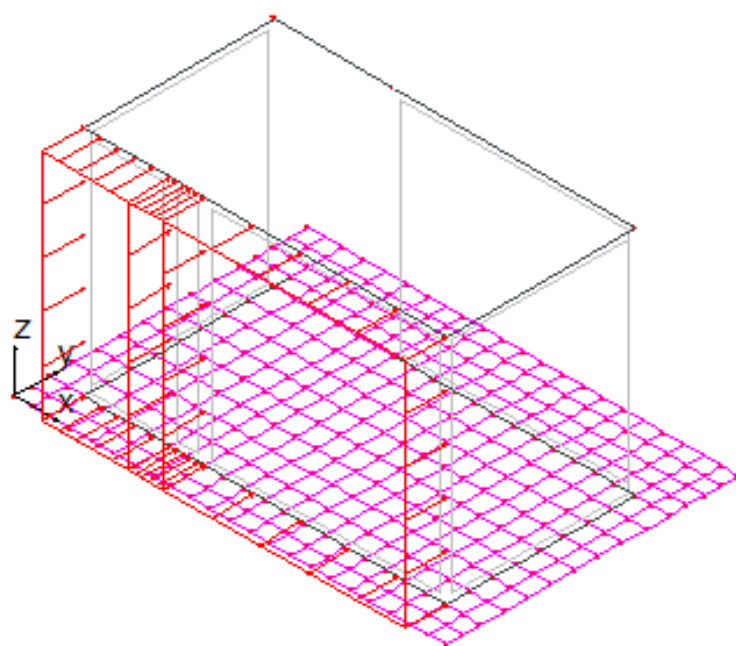
Schema modello



Reazioni vincolari passerella



Area di carico



Spinta del terreno

En.Ex.Sys. WinStrand

Structural Analysis & Design

Ditta produttrice:

En.Ex.Sys. s.r.l. - Via Tizzano 46/2 - Casalecchio di Reno (Bologna)

Sigla:

WinStrand

Piattaforma software:

Microsoft Windows XP Home, Microsoft Windows XP Home Professional

Documentazione in uso:

Manuale teorico - Manuale d'uso

Campo di applicazione:

Analisi statica e dinamica di strutture in campo elastico lineare.

Elementi finiti implementati

- Truss.
- Beam (Modellazione di Travi e Pilastri).
- Travi su suolo elastico alla Winckler.
- Plinti su suolo elastico alla Winckler.
- Elementi Shear Wall per la modellazione di pareti di taglio.
- Elementi shell (lastra/piastra) equivalenti.
- Elementi Isoparametrici a 8 Nodi Shell (lastra/piastra).

Schemi di Carico

- Carichi nodali concentrati.
- Carichi applicati direttamente agli elementi.
- Carichi Superficiali.

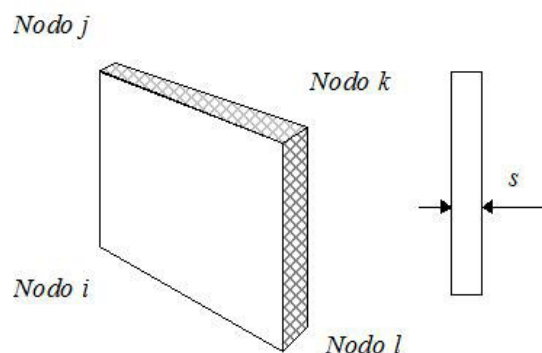
Tipo di Risoluzione

- Analisi statica e/o dinamica in campo lineare con il metodo dell'equilibrio.
- Fattorizzazione LDL^T .
- Analisi Statica:
 - - modellazione generale 6 gradi di libertà per nodo.
 - ipotesi di solai infinitamente rigidi nel proprio piano (3 gradi di libertà per nodo + 3 per impalcato).
- Analisi dinamica. (Nel caso di analisi modale gli autovettori ed autovalori possono essere calcolati mediante *subspace iteration* oppure tramite il *metodo dei vettori di Ritz*):
 - - Via statica equivalente.
 - Modale con il metodo dello spettro di risposta.

Elementi setto

Convenzioni adottate

L'elemento setto viene identificato mediante i quattro nodi (i, j, k, l) di bordo.



Numerazione dei nodi cui fa capo l'elemento

Caratteristiche dei Materiali:

Tipo	Modulo Elastico [kg/cm ²]	ν	alfa [1/°C]	Peso Specifico [kg/m ³]	Commento
1	300000.0	0.120	0.000012	2500.0	Calcestruzzo
2	2100000.0	0.330	0.000012	7850.0	Acciaio

Sezioni Impiegate:

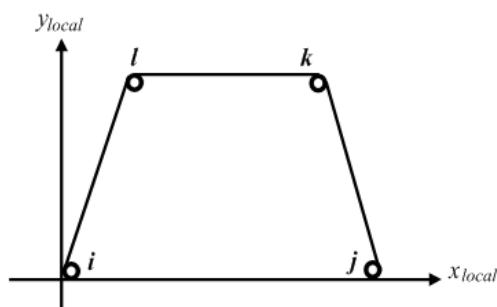
Sezione	Materiale	Tipo di Sezione	Parametri Dimensionali Commenti
1	1	Muro	s= 20 [cm] muro locale tecnico

Elementi a 4 nodi

Convenzioni adottate

L'elemento a 4 nodi è individuato tramite il numero dei quattro nodi di vertice dello stesso.

Gli assi del sistema di riferimento locale risultano così disposti:



- L'asse x_{locale} ha direzione parallela alla retta congiungente i nodi **i** e **j**, è passante per i medesimi nodi ed ha verso positivo da **i** a **j**.
- L'asse y_{locale} è ortogonale all'asse x_{locale} , passa per il nodo **i** ed ha verso positivo dalla parte del nodo **l**.
- L'asse z_{locale} è ottenuto per prodotto vettoriale fra x_{locale} e y_{locale} .

Caratteristiche dei Materiali:

Tipo	Modulo Elastico [kg/cm ²]	ν	alfa [1/°C]	Peso Specifico [kg/m ³]	Commento
1	300000.0	0.120	0.000012	2500.0	Calcestruzzo
2	2100000.0	0.330	0.000012	7850.0	Acciaio

Caratteristiche dei Terreni di Fondazione:

Tipo	Costante di Sottofondo [kg/cm ³]	Commento
1	2.0	Default

Sezioni Impiegate:

Sezione	Materiale	Tipo di Sezione	Parametri Dimensionali Commenti
1	1	Mesh platea	s= 20 [cm] Terreno numero 1 Default platea 20 cm

Condizioni e combinazioni di carico

Convenzioni adottate

Nel seguito vengono riportate il numero di condizioni di carico statiche e dinamiche che sollecitano la struttura. Si noti che:

- Per quanto riguarda le condizioni di carico dinamiche, il programma assimila ogni direzione di ingresso del sisma, definita dal progettista, ad una condizione di carico. Pertanto qualora agiscano sulla struttura n condizioni di carico statiche e il progettista abbia supposto che la struttura venga sollecitata da un sisma entrante in m direzioni, la struttura stessa viene considerata del programma come soggetta ad $n + m$ condizioni di carico.
- Le combinazioni di carico, definite dal progettista, combinano fra loro le $n + m$ condizioni di carico ognuna partecipante alla combinazione i -esima secondo i fattori di partecipazione

nel seguito riportati. N.B.: se la condizione *j-esima* ha fattore di partecipazione unitario, allora partecipa per intero alla combinazione *i-esima*.

- Le prime *n* condizioni sono sempre statiche mentre sono di origine dinamica le (eventuali) condizioni da *n+1* a *n+m*.

Condizioni di carico definite:

Condizione	
1	soletta
2	terreno
3	peso proprio
4	Neve
5	passerella rara
6	passerella quasi permanente
7	Sisma 0+SLU
8	Sisma 0-SLU
9	Sisma 90+SLU
10	Sisma 90-SLU
11	Sisma 180+SLU
12	Sisma 180-SLU
13	Sisma 270+SLU
14	Sisma 270-SLU

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Combinazione di carico numero						
					1	SLU passerella
					2	SLU NEVE
Comb.\Cond	1	2	3	4	5	6
1	1.3	1.3	1.3	0.75	1.5	1.3
2	1.3	1.3	1.3	0.75	1.05	1.3

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

Combinazione di carico numero	
3	Sisma 0+ / 90+
4	Sisma 0+ / 270+
5	Sisma 0- / 90-
6	Sisma 0- / 270-
7	Sisma 90+ / 0+
8	Sisma 90+ / 180+
9	Sisma 90- / 0-
10	Sisma 90- / 180-
11	Sisma 180+ / 90+
12	Sisma 180+ / 270+

Combinazione di carico numero													
13									Sisma 180- / 90-				
14									Sisma 180- / 270-				
15									Sisma 270+ / 0+				
16									Sisma 270+ / 180+				
17									Sisma 270- / 0-				
18									Sisma 270- / 180-				
Comb.\Cond	1	2	3	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
3	1	1	1	1	1		0.3						
4	1	1	1	1	1						0.3		
5	1	1	1	1		1		0.3					
6	1	1	1	1		1						0.3	
7	1	1	1	1	0.3		1						
8	1	1	1	1			1		0.3				
9	1	1	1	1		0.3		1					
10	1	1	1	1				1		0.3			
11	1	1	1	1			0.3		1				
12	1	1	1	1					1		0.3		
13	1	1	1	1				0.3		1			
14	1	1	1	1						1		0.3	
15	1	1	1	1	0.3						1		
16	1	1	1	1					0.3		1		
17	1	1	1	1		0.3						1	
18	1	1	1	1						0.3		1	

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero						
19					rara folla	
20					rara neve	
Comb.\Cond	1	2	3	4	5	
19	1	1	1	0.5	1	
20	1	1	1	1	0.5	

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero					
21				freq folla	
22				freq neve	
Comb.\Cond	1	2	3	4	6
21	1	1	1		1
22	1	1	1	0.2	1

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero					
23					qp
Comb.\Cond	1	2	3	6	
23	1	1	1	1	1

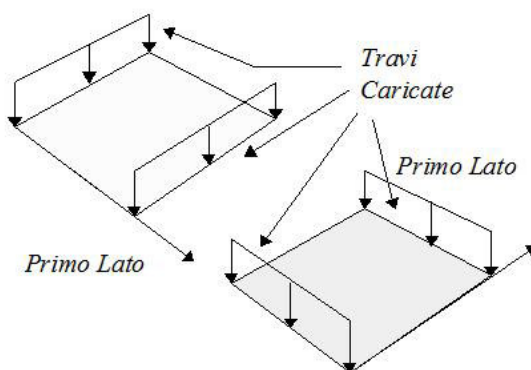
Dati relativi alle aree di carico

Convenzioni adottate

Nel seguito sono riportate le *aree di carico* definite nel progetto.

Un'*area di carico* è definita da una superficie contornata da travi di bordo ed i carichi superficiali su essa agenti vengono riportati dal programma sulle travi perimetrali in ragione dell'area di influenza relativa ad ogni trave e della direzione di orditura della superficie.

È importante rilevare che **la direzione di orditura viene assunta dal programma con riferimento al primo lato della superficie di carico e non con riferimento all'asse x globale della struttura.**



Esempio: *direzione* di orditura 0 gradi.

In particolare ricordiamo che le *aree di carico* fungono esclusivamente da supporto per il calcolo dei carichi di tipo superficiale in quanto i carichi definiti tramite tali *aree di carico* in effetti vengono trasferiti (sotto forma di carichi lineari o carichi nodali concentrati nei nodi) sulle travi perimetrali che contornano l'area di carico stessa.

A seguire vengono riportati per ogni tipologia definita i carichi agenti nelle varie condizioni di carico. La dizione:

Globale

indica che il carico è definito nel sistema di riferimento globale della struttura.

Globale Proiettato

indica che il carico è definito nel sistema di riferimento globale della struttura ma il valore viene computato in proiezione.

Locale

indica che il carico è definito nel sistema di riferimento locale della superficie di carico.

Area di Carico Numero					Commento		
1					locale tecnico		
Tipo	Alfa	Condizione	Carico Trasmesso	Riferimento	qx [kg/m ²] Qx [kg]	qy [kg/m ²] Qy [kg]	qz [kg/m ²] Qz [kg]
1	0.00	1	Alle Travi	Globale	0.0	0.0	500.0
1	0.00	2	Alle Travi	Globale	0.0	0.0	600.0
1	0.00	4	Alle Travi	Globale	0.0	0.0	130.0

Analisi dinamica

Convenzioni adottate

Nella presente versione del programma **WinStrand** l'analisi in campo dinamico della struttura può essere condotta per via *statica equivalente* ovvero per via *modale* facendo uso, per il calcolo della risposta, dello spettro di pseudo accelerazioni fornito dal regolamento italiano.

Dati generali relativi all'analisi dinamica

Spettro in accordo con TU 2018

- Via Aldruda Frangipane, 6, 47032 Bertinoro FC, Italia Longitudine 12.1325 Latitudine 44.1486
- Tipo di Terreno B
- Coefficiente di amplificazione topografica (S_T) 1.2000
- Vita nominale della costruzione (V_N) 50.0 anni
- Classe d'uso III coefficiente C_U 1.5
- Classe di duttilità impostata Non Dissipativa
- Fattore di duttilità α_u/α_1 per sisma orizzontale 1.00
- Fattore riduttivo regolarità in altezza K_R 1.00
- Fattore riduttivo per la presenza di setti K_W 1.00

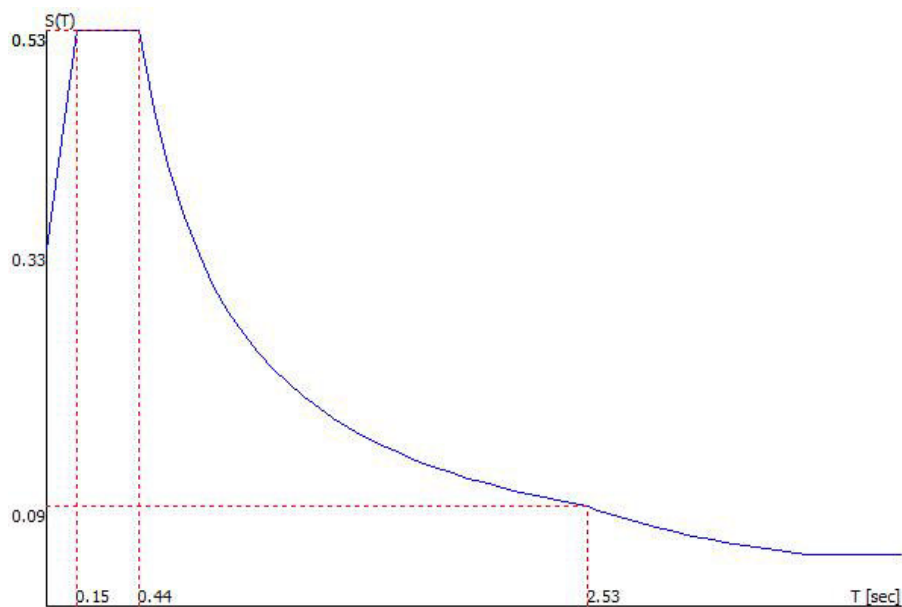
Stato Limite	C $q_o = C \alpha_u/\alpha_1$	q_H
SLV	1.50	1.50

- Smorzamento Viscoso ($0.05 = 5\%$) 0.05

TU 2018 SLV H

- Probabilità di superamento (P_{VR}) 10.0 e periodo di ritorno (T_R) 712 (anni)
- S_s 1.173
- T_B 0.15 [sec]
- T_C 0.44 [sec]
- T_D 2.53 [sec]
- a_g/g 0.2330
- F_o 2.4333
- T_C^* 0.3145

TU 2018 SLV H



Fattori di partecipazione per il calcolo delle masse

Cond. Carico 1 soletta 1.0000

Cond. Carico 2 terreno 1.0000

Cond. Carico 3 peso proprio 1.0000

Cond. Carico 4 Neve 0.0000

Cond. Carico 5 passerella rara 0.0000

Cond. Carico 6 passerella quasi permanente 1.0000

Angoli d'ingresso del Sisma

- SLV Direzione 1 Angolo in pianta 0.00 [°]
- SLV Direzione 2 Angolo in pianta 0.00 [°]
- SLV Direzione 3 Angolo in pianta 90.00 [°]

- SLV Direzione 4 Angolo in pianta 90.00 [°]
- SLV Direzione 5 Angolo in pianta 180.00 [°]
- SLV Direzione 6 Angolo in pianta 180.00 [°]
- SLV Direzione 7 Angolo in pianta 270.00 [°]
- SLV Direzione 8 Angolo in pianta 270.00 [°]

Solaio	x [m]	y [m]	z [m]	Massa [UTM]	Jpolare [UTM m²]
1	-2.02	-5.34	2.70	2883.2	7135.5

Rigidezze traslanti dei solai.

Solaio	Kxx [kg/m]	Kyy [kg/m]	Kxy [kg/m]	Kxt [kgm]	Kyt [kgm]
1	1.1e+07	5.3e+06	-3.9e+04	1.5e+07	8.3e+06

Primi autovalori e modi di vibrare della struttura.

Modo	Autovalore	Frequenza [rad/sec]	Periodo [sec]	Coefficiente Risposta
1	1.78632e+03	42.265	0.15	0.5322
2	3.80522e+03	61.686	0.10	0.4711
3	8.56783e+04	292.708	0.02	0.3582

Direzione di Ingresso del Sisma 1 Angolo 0.00

Coefficienti di partecipazione e masse modali efficaci per i vari modi di vibrare:

Modo	Li(gi)	Li / L1	Emi=Li²/Mi	Emi/EmTot	Sum.Emi/EmTot
2	5.36036e+01	100.0	2.87334e+03	99.7	99.7
1	2.27866e+00	4.3	5.19228e+00	0.2	99.8
3	2.16898e+00	4.0	4.70447e+00	0.2	100.0

Azioni Torcenti di Piano Addizionali Direzione d'ingresso 0.00

Totale	2265.1
--------	--------

Direzione di Ingresso del Sisma 1 Angolo 0.00 [°]

Solaio	Modo	Fx [kg]	Fy [kg]	Mt [kgm]	Fx Ris. [kg]	Fy Ris. [kg]	Mt Ris. [kgm]
1	2	13278.4	-576.5	-824.9			
	1	27.1	638.0	-23.7			
	3	16.5	8.9	643.1			
Per Via Statica Equivalente					13324.2	0.0	19945.0
Per Via Modale					13280.2	832.3	-1046.1
Variazione					-43.9	832.3	-20991.0

Direzione di Ingresso del Sisma 2 Angolo 0.00

Coefficienti di partecipazione e masse modali efficaci per i vari modi di vibrare:

Modo	Li(gi)	Li / L1	Emi=Li^2/Mi	Emi/EmTot	Sum.Emi/EmTot
2	5.36036e+01	100.0	2.87334e+03	99.7	99.7
1	2.27866e+00	4.3	5.19228e+00	0.2	99.8
3	2.16898e+00	4.0	4.70447e+00	0.2	100.0

Azioni Torcenti di Piano Addizionali Direzione d'ingresso 0.00

Totali	-2265.1
--------	---------

Direzione di Ingresso del Sisma 2 Angolo 0.00 [°]

Solaio	Modo	Fx [kg]	Fy [kg]	Mt [kgm]	Fx Ris. [kg]	Fy Ris. [kg]	Mt Ris. [kgm]
1	2	13278.4	-576.5	-824.9			
	1	27.1	638.0	-23.7			
	3	16.5	8.9	643.1			
Per Via Statica Equivalente					13324.2	0.0	15414.7
Per Via Modale					13280.2	832.3	-1046.1
Variazione					-43.9	832.3	-16460.8

Direzione di Ingresso del Sisma 3 Angolo 90.00

Coefficienti di partecipazione e masse modali efficaci per i vari modi di vibrare:

Modo	Li(gi)	Li / L1	Emi=Li^2/Mi	Emi/EmTot	Sum.Emi/EmTot
1	5.36326e+01	100.0	2.87645e+03	99.8	99.8
2	-2.32731e+00	4.3	5.41636e+00	0.2	100.0
3	1.17221e+00	2.2	1.37408e+00	0.0	100.0

Azioni Torcenti di Piano Addizionali Direzione d'ingresso 90.00

Totali	3762.9
--------	--------

Direzione di Ingresso del Sisma 3 Angolo 90.00 [°]

Solaio	Modo	Fx [kg]	Fy [kg]	Mt [kgm]	Fx Ris. [kg]	Fy Ris. [kg]	Mt Ris. [kgm]
1	1	638.0	15016.3	-556.8			
	2	-576.5	25.0	35.8			
	3	8.9	4.8	347.6			
Per Via Statica Equivalente					-0.0	15051.8	-27624.4
Per Via Modale					832.3	15017.9	-655.1
Variazione					832.3	-33.8	26969.3

Direzione di Ingresso del Sisma 4 Angolo 90.00

Coefficienti di partecipazione e masse modali efficaci per i vari modi di vibrare:

Modo	Li(gi)	Li / L1	Emi=Li^2/Mi	Emi/EmTot	Sum.Emi/EmTot
1	5.36326e+01	100.0	2.87645e+03	99.8	99.8
2	-2.32731e+00	4.3	5.41636e+00	0.2	100.0
3	1.17221e+00	2.2	1.37408e+00	0.0	100.0

Azioni Torcenti di Piano Addizionali Direzione d'ingresso 90.00

Totali	-3762.9
--------	---------

Direzione di Ingresso del Sisma 4 Angolo 90.00 [°]

Solaio	Modo	Fx [kg]	Fy [kg]	Mt [kgm]	Fx Ris. [kg]	Fy Ris. [kg]	Mt Ris. [kgm]
1	1	638.0	15016.3	-556.8			
	2	-576.5	25.0	35.8			
	3	8.9	4.8	347.6			
Per Via Statica Equivalente					-0.0	15051.8	-20098.5
Per Via Modale					832.3	15017.9	-655.1
Variazione					832.3	-33.8	19443.4

Direzione di Ingresso del Sisma 5 Angolo 180.00

Coefficienti di partecipazione e masse modali efficaci per i vari modi di vibrare:

Modo	Li(gi)	Li / L1	Emi=Li^2/Mi	Emi/EmTot	Sum.Emi/EmTot
2	-5.36036e+01	100.0	2.87334e+03	99.7	99.7
1	-2.27863e+00	4.3	5.19217e+00	0.2	99.8
3	-2.16898e+00	4.0	4.70446e+00	0.2	100.0

Azioni Torcenti di Piano Addizionali Direzione d'ingresso 180.00

Totali	2265.1
--------	--------

Direzione di Ingresso del Sisma 5 Angolo 180.00 [°]

Solaio	Modo	Fx [kg]	Fy [kg]	Mt [kgm]	Fx Ris. [kg]	Fy Ris. [kg]	Mt Ris. [kgm]
1	2	-13278.4	576.5	824.9			
	1	-27.1	-638.0	23.7			
	3	-16.5	-8.9	-643.1			
Per Via Statica Equivalente					-13324.2	-0.0	-19945.0
Per Via Modale					-13280.2	-832.3	1046.1
Variazione					43.9	-832.3	20991.0

Direzione di Ingresso del Sisma 6 Angolo 180.00

Coefficienti di partecipazione e masse modali efficaci per i vari modi di vibrare:

Modo	Li(gi)	Li / L1	Emi=Li^2/Mi	Emi/EmTot	Sum.Emi/EmTot
2	-5.36036e+01	100.0	2.87334e+03	99.7	99.7
1	-2.27863e+00	4.3	5.19217e+00	0.2	99.8
3	-2.16898e+00	4.0	4.70446e+00	0.2	100.0

Azioni Torcenti di Piano Addizionali Direzione d'ingresso 180.00

Totali	-2265.1
--------	---------

Direzione di Ingresso del Sisma 6 Angolo 180.00 [°]

Solaio	Modo	Fx [kg]	Fy [kg]	Mt [kgm]	Fx Ris. [kg]	Fy Ris. [kg]	Mt Ris. [kgm]
1	2	-13278.4	576.5	824.9			
	1	-27.1	-638.0	23.7			
	3	-16.5	-8.9	-643.1			
Per Via Statica Equivalente					-13324.2	-0.0	-15414.7
Per Via Modale					-13280.2	-832.3	1046.1
Variazione					43.9	-832.3	16460.8

Direzione di Ingresso del Sisma 7 Angolo 270.00

Coefficienti di partecipazione e masse modali efficaci per i vari modi di vibrare:

Modo	Li(gi)	Li / L1	Emi=Li^2/Mi	Emi/EmTot	Sum.Emi/EmTot
1	-5.36326e+01	100.0	2.87645e+03	99.8	99.8
2	2.32728e+00	4.3	5.41625e+00	0.2	100.0
3	-1.17221e+00	2.2	1.37409e+00	0.0	100.0

Azioni Torcenti di Piano Addizionali Direzione d'ingresso 270.00

Totali	3762.9
--------	--------

Direzione di Ingresso del Sisma 7 Angolo 270.00 [°]

Solaio	Modo	Fx [kg]	Fy [kg]	Mt [kgm]	Fx Ris. [kg]	Fy Ris. [kg]	Mt Ris. [kgm]
1	1	-638.0	-15016.3	556.8			
	2	576.5	-25.0	-35.8			
	3	-8.9	-4.8	-347.6			
Per Via Statica Equivalente					0.0	-15051.8	27624.4
Per Via Modale					-832.3	-15017.9	655.1
Variazione					-832.3	33.8	-26969.3

Direzione di Ingresso del Sisma 8 Angolo 270.00

Coefficienti di partecipazione e masse modali efficaci per i vari modi di vibrare:

Modo	Li(gi)	Li / L1	Emi=Li^2/Mi	Emi/EmTot	Sum.Emi/EmTot
1	-5.36326e+01	100.0	2.87645e+03	99.8	99.8
2	2.32728e+00	4.3	5.41625e+00	0.2	100.0
3	-1.17221e+00	2.2	1.37409e+00	0.0	100.0

Azioni Torcenti di Piano Addizionali Direzione d'ingresso 270.00

Totale	-3762.9
--------	---------

Direzione di Ingresso del Sisma 8 Angolo 270.00 [°]

Solaio	Modo	Fx [kg]	Fy [kg]	Mt [kgm]	Fx Ris. [kg]	Fy Ris. [kg]	Mt Ris. [kgm]
1	1	-638.0	-15016.3	556.8			
	2	576.5	-25.0	-35.8			
	3	-8.9	-4.8	-347.6			
Per Via Statica Equivalente					0.0	-15051.8	20098.5
Per Via Modale					-832.3	-15017.9	655.1
Variazione					-832.3	33.8	-19443.4

Verifiche setti in c.a.

Modalità di verifica

Le pareti in c.a. vengono verificate come setti/diaframmi o nuclei.

La verifica dei setti/diaframmi viene condotta a pressoflessione retta e a taglio. Viene calcolato lo sforzo normale medio agente sul setto e il momento ad esso associato. Quando previsto, sono introdotti ferri verticali aggiuntivi da disporsi sulle estremità del setto stesso.

La verifica dei nuclei viene condotta a pressoflessione deviata sulla sezione complessiva e a taglio sulle singole pareti costituenti il nucleo.

Sezioni Impiegate:

Sez. Num.	Info	Dimensioni	Criterio	Calcestruzzo	γ_M	F.C.	f_{ck} [kg/cm ²]	f_{cd} [kg/cm ²]	σ_{RARE} [kg/cm ²]	σ_{FREQ} [kg/cm ²]	σ_{QP} [kg/cm ²]
1	Muro muro locale tecnico	s 20 [cm]	Verset	C25/30	1.50	1.00	250.0	141.7	150.0	112.5	112.5

Acciaio	γ_M	F.C.	f_{yk} [kg/cm ²]	f_{yd} [kg/cm ²]	σ_{yRARE} [kg/cm ²]	σ_{yFREQ} [kg/cm ²]	σ_{yQP} [kg/cm ²]	Copriferro [cm]	cotg θ
B 450 C	1.15	1.00	4500.0	3913.0	3600.0	3600.0	3600.0	2.00	1.00

Taglio di progetto pari al taglio di calcolo in quanto struttura non dissipativa.

$$V_{Rdc} = 0.90 l_w b_w \alpha_c v f_{cd} (\cotg(\alpha) + \cotg(\theta)) / (1 + \cotg(\theta)^2)$$

NUCLEO 20 21 19 52 / Nodi: 20 21 19 52

Armature Nucleo

Armature Nucleo								
Nodi	Sezione Numero	B [cm]	H [cm]	Spessore [cm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale		
20 21	1	280	270	20	2x \varnothing 8 15'+ Sx: \varnothing 12 25'+ Dx: \varnothing 12 25'	2x \varnothing 8 15'		
19 20	1	40	270	20	2x \varnothing 8 15'+ Sx: \varnothing 12 25'+ Dx: \varnothing 12 25'	2x \varnothing 8 15'		
52 19	1	100	270	20	2x \varnothing 8 15'+ Sx: \varnothing 12 25'+ Dx: \varnothing 12 25'	2x \varnothing 8 15'		
Sezione		Comb.	N _{Ed} [kg]	M ₁₂ [kgm]		M ₁₃ [kgm]	Sd/Sr	
Base		3	-12703.0			-0.0	16904.7	0.02
Sommità		1	-20110.8			-0.0	443.8	0.01

S.L.E.	Combinazione	N [kg]	M_{12} [kgm]	M_{13} [kgm]	σ [kg/cm ²]
Base					
$\sigma_{Cl,s,Max}$	22	-14478.5	-0.0	1964.0	-1.9
$\sigma_{Cl,s,Med}$	22	-14478.5	-0.0	1964.0	-1.6
$\sigma_{s,t}$	21	-14401.9	-0.0	1952.3	-19.4
$\sigma_{s,c}$	19	-16790.7	-0.0	2011.2	-32.3
Sommità					
$\sigma_{Cl,s,Max}$	22	-8808.5	-0.0	358.5	-1.0
$\sigma_{Cl,s,Med}$	22	-8808.5	-0.0	358.5	-1.0

$\sigma_{s,t}$	21	-8731.9	-0.0	353.3	-13.6
$\sigma_{s,c}$	19	-11120.7	-0.0	356.5	-19.2

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	compressione					taglio - trazione										scorrimento								S/R
			Co mb	ε	V _{Ed} [kg]	V _{Rd,c} [kg]	S/ R	Co mb	ε	V _{Ed} [kg]	α _s	V _R _{cd} [g]	V _R _{sd} [k g]	V _{Rd} [kg]	$\frac{\rho_h}{\rho_v + \rho_n}$	S/ R	Co mb	ε	V _E _d [g]	V _d _d [g]	V _{id} _d [k g]	V _f _d [k g]	V _R _{d,s} [k g]	V _{id} _d V _{Ed} /2	S/ R	
52-19-20-21	4.20	2.70	3	1.00	898.87	26781.29	0.03	3	1.00	898.87	2.00	0.00	0.00	9913.12		0.09										0.09

NUCLEO 21 253 / Nodi: 21 253

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [cm]	H [cm]	Spessore [cm]	Armatura Verticale		Armatura Orizzontale	
21 253	1	220	270	20	2x ϕ 8 15'+ Sx: ϕ 12 25'+ Dx: ϕ 12 25'		2x ϕ 8 15'	
Sezione		Comb.	N_{Ed} [kg]	M_{12} [kgm]		M_{13} [kgm]	Sd/Sr	
Base		8	-4508.0			-10572.5	0.11	
Sommità		8	-1540.2			7752.2	-0.10	

S.L.E.	Combinazione		N [kg]	M_{12} [kgm]	M_{13} [kgm]	σ [kg/cm ²]
Base						
$\sigma_{Cl,s,Max}$			22	-5370.5	-673.7	-1.5
$\sigma_{Cl,s,Med}$			22	-5370.5	-673.7	-1.1
$\sigma_{s,t}$			21	-5330.2	-675.3	-11.3
$\sigma_{s,c}$			20	-5394.8	-731.5	-22.9
Sommità						
$\sigma_{Cl,s,Max}$			22	-2400.5	1366.5	-1.3
$\sigma_{Cl,s,Med}$			22	-2400.5	1366.5	-0.7
$\sigma_{s,t}$			19	-2903.1	1637.0	6.7
$\sigma_{s,c}$			19	-2903.1	1637.0	-23.5

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	compressione					taglio - trazione										scorrimento							S/R
			Co mb	ϵ	V_{Ed} [kg]	$V_{Rd,c}$ [kg]	S/R	Co mb	ϵ	V_{Ed} [kg]	α_s	V_{Rd} [kg]	V_{Rd} [kg]	V_{Rd} [kg]	ρ_{v+}	S/R	Co mb	V_{Ed} [kg]	V_{Rd} [kg]	V_{Rd} [kg]	V_{Rd} [kg]	V_{Rd} [kg]	V_{Rd} [kg]	V_{Rd} [kg]	
21-253	2.20	2.70	7	1.00	691.43	14028.30	0.05	7	1.00	691.43	2.00	0.00	0.00	5192.59	0.13										0.13

NUCLEO 235 52 / Nodi: 235 52

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [cm]	H [cm]	Spessore [cm]	Armatura Verticale		Armatura Orizzontale	
235 52	1	220	270	20	2x ϕ 8 15'+ Sx: ϕ 12 25'+ Dx: ϕ 12 25'		2x ϕ 8 15'	
Sezione		Comb.	N_{Ed} [kg]	M_{12} [kgm]		M_{13} [kgm]	Sd/Sr	
Base		9	-7590.9			-16181.5	0.16	
Sommità		15	295.4			-5617.4	-0.09	

S.L.E.	Combinazione	N [kg]	M ₁₂ [kgm]	M ₁₃ [kgm]	σ [kg/cm²]
Base					
σ _{Cl,s,Max}	22	-6125.1	-2675.2	-0.0	-2.8
σ _{Cl,s,Med}	22	-6125.1	-2675.2	-0.0	-1.4
σ _{s,t}	20	-6326.5	-2812.2	-0.0	3.6
σ _{s,c}	20	-6326.5	-2812.2	-0.0	-43.1
Sommità					
σ _{Cl,s,Max}	22	-3155.1	613.2	0.0	-1.0
σ _{Cl,s,Med}	22	-3155.1	613.2	0.0	-0.7
σ _{s,t}	19	-3372.1	707.8	0.0	-4.9
σ _{s,c}	19	-3372.1	707.8	0.0	-16.4

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	compressione					taglio - trazione										scorrimento								S/R
			Co mb	ε	V _{Ed} [kg]	V _{Rd,c} [kg]	S/ R	Co mb	ε	V _{Ed} [kg]	α _s	V _R _{cd} [kg]	V _R _{sd} [kg]	V _{Rd} [kg]	$\frac{\rho_h}{\rho_N} + \frac{\rho_N}{\rho_N}$	S/ R	Co mb	ε	V _E _d [kg]	V _d [kg]	V _{id} [kg]	V _f _{d,s} [kg]	V _R _{d,s} [kg]	V _{id} _{V_{Ed}/2}	S/ R	
235-52	2.20	2.70	10	1.00	8874.3	140283.0	0.06	10	1.00	8874.3	2.00	0.0	0.0	51925.9		0.17										0.17

NUCLEO 253 241 / Nodi: 253 241

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [cm]	H [cm]	Spessore [cm]	Armatura Verticale		Armatura Orizzontale	
253 241	1	280	270	20	2x ø 8 15'+ Sx: ø 12 25'+ Dx: ø 12 25'		2x ø 8 15'	
Sezione		Comb.		N _{Ed} [kg]	M ₁₂ [kgm]		M ₁₃ [kgm]	Sd/Sr
Base		12		-6193.9	-0.0		-11794.0	0.06
Sommità		17		1736.3	-0.0		-4366.5	0.06

S.L.E.	Combinazione	N [kg]	M ₁₂ [kgm]	M ₁₃ [kgm]	σ [kg/cm²]
Base					
σ _{Cl,s,Max}	22	-7524.1	-0.0	-1840.6	-1.9
σ _{Cl,s,Med}	22	-7524.1	-0.0	-1840.6	-1.2
σ _{s,t}	19	-7537.7	-0.0	-1815.0	-9.5
σ _{s,c}	20	-7802.6	-0.0	-1901.5	-28.7
Sommità					
σ _{Cl,s,Max}	22	-3744.1	-0.0	-873.8	-0.9
σ _{Cl,s,Med}	22	-3744.1	-0.0	-873.8	-0.6
σ _{s,t}	21	-3680.7	-0.0	-860.8	-4.8
σ _{s,c}	19	-3757.7	-0.0	-1054.0	-14.5

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	compressione				taglio - trazione								scorrimento							S/R		
			Co mb	ε	V _{Ed} [kg]	V _{Rd,c} [kg]	S/ R	Co mb	ε	V _{Ed} [kg]	α _s	V _R cd [kg]	V _R sd [kg]	V _{Rd} [kg]	$\frac{\rho_h}{\rho_v + \rho_N}$	S/ R	Co mb	V _E d [kg]	V _d [kg]	V _{id} [kg]	V _f d [kg]		V _R d,s [kg]	V _{id} V _{Ed} /2
253-241	2.80	2.70	11	1.00	6020.7	178542.0	0.03	11	1.00	6020.7	2.00	0.0	0.0	66087.5		0.09								0.09

Verifica Platea

Verifiche lastre/piastre

Modalità di verifica

Gli elementi lastra/piastra possono essere distinti in due categorie in funzione dello stato di sollecitazione:

- elementi soggetti ad uno stato di sollecitazione semplice (flessione o tensionale a membrana);
- elementi soggetti ad uno stato di sollecitazione misto (flessionale e tensionale a membrana).

Le verifiche per stato di sollecitazione semplice sono svolte proiettando le armature lungo le direzioni principali e effettuando la verifica a flessione retta/membrana lungo tali direzioni.

Per gli elementi soggetti ad uno stato di sollecitazione misto, le direzioni principali variano, lungo lo sviluppo z dell'elemento, in modo continuo. Il codice di verifica procede a:

- suddivisione dell'elemento in strati di 1 cm di spessore;
- valutazione, per ogni strato, del corrispondente stato di deformazione e tensione membranale;
- ricostruzione, per sovrapposizione dei vari strati membranali, del comportamento globale dell'elemento soggetto allo stato misto di presso-flessione.

L'Utente può definire delle sezioni trasversali, per le quali le sollecitazioni sono valutate mediando integrazione sulla lunghezza della sezione

Nella determinazione della matrice di rigidità degli strati di cls, si assume:

- Metodo T.A.: il calcestruzzo in compressione è assunto indefinitamente elastico lineare mentre, in trazione, si può assumere (opzionalmente) che sia in grado di assumere una trazione compresa fra 0 e f_{ct} , essendo f_{ct} la resistenza a trazione del calcestruzzo definita dall'EC2;
- Metodo S.L.U.: il metodo impiegato è quello noto come MCFT acronimo di "Modified Compression Field Method", sviluppato presso l'Università di Toronto da Collins e Vecchio a partire dagli anni '80. Il metodo, nella forma implementata, assume per la curva monoassiale tensione-deformazioni del cls quanto previsto dall'EC2;

La verifica a punzonamento può essere condotta considerando o non considerando autoequilibrate le tensioni nel terreno sotto il cono di punzonamento. L'angolo di diffusione è fissato dall'utente.

I copriferri indicati sono da intendersi riferiti al centro delle barre resistenti.

Simbologia utilizzata T.A.:

σ_{amm}

Tensione ammissibile

$\sigma_{amm,Trazione}$

Tensione ammissibile di trazione cls

$\sigma_{cls,1}$

Tensione cls direzione 1

$\sigma_{cls,2}$

Tensione cls direzione 2

$\sigma_{acciaio,1}$

Tensione acciaio direzione 1

$\sigma_{acciaio,2}$

Tensione acciaio direzione 2

$c f_{x,Eq}$

Copriferro in direzione x

$A f_x$

Armatura in direzione x

$c f_{y,Eq}$

Copriferro in direzione y

$A f_y$

Armatura in direzione y

$N_x, N_y, N_{xy}, M_{xx}, M_{yy}, M_{xy}$

Componenti di sollecitazione esterna

$N_{11}, N_{22}, M_{11}, M_{22}, M_{12}$

Componenti di sollecitazione principali

α

Angolo direzioni principali

d

Distanza a cui è calcolato il perimetro critico

$T_{b,0}$

Tensione ammissibile a taglio elementi privi di armatura a taglio

$T_{b,1}$

Tensione ammissibile a taglio elementi con armatura a taglio

N, M_x, M_y

Sollecitazione esterna verifica a punzonamento

T

Tensione tangenziale massima

Simbologia utilizzata S.L.:

f_{yd}	Tensione di snervamento di progetto barre armatura
ϵ_{ud}	Deformazione uniforme ultima
ϵ_{yd}	Deformazione al limite di snervamento
f_{ck}	Resistenza cilindrica caratteristica
f_{cd}	Tensione di calcolo a compressione di base
ϵ_{c2}	Deformazione limite elastico
ϵ_y	Deformazione limite ultimo
f_{ctd}	Tensione di calcolo a trazione di progetto
ϵ_{ctd}	Deformazione al limite di trazione
E_{cm}	Modulo elastico
$cf_{x,Eq}$	Copriferro in direzione x
Af_x	Armatura in direzione x
$cf_{y,Eq}$	Copriferro in direzione y
Af_y	Armatura in direzione y
$N_x, N_y, N_{xy}, M_{xx}, M_{yy}, M_{xy}$	Componenti di sollecitazione esterna
$N_{11}, N_{22}, M_{11}, M_{22}, M_{12}$	Componenti di sollecitazione principali
α	Angolo direzioni principali
Cr	Coefficiente rottura S_D/S_R
ϵ_x	Deformazione acciaio direzione x
ϵ_y	Deformazione acciaio direzione y
ϵ_{min}	Deformazione minima cls
ϵ_{max}	Deformazione massima cls
θ_{max}	Angolo direzioni principali di deformazione
σ_{amm}	Tensione ammissibile S.L.E. di riferimento
σ_x	Tensione nelle barre nello S.L.E. di riferimento in direzione x

σ_y	Tensione nelle barre nello S.L.E. di riferimento in direzione y
$\sigma_{c,Max}$	Tensione massima nel cls nello S.L.E. di riferimento
d	Distanza a cui è calcolato il perimetro critico
$C_{Rd,c}$	Coefficiente taglio resistente elementi privi di armatura a taglio
V_{Ed}, M_{xEd}, M_{yEd}	Sollecitazione esterna verifica a punzonamento
B_x, B_y	Dimensioni perimetro critico
β	Angolo diffusione tensioni
v_{Ed}	Tensione tangenziale sull'area critica
ρ	Rapporto meccanico di armatura
$V_{Rd,c}$	Taglio resistente elementi privi di armatura

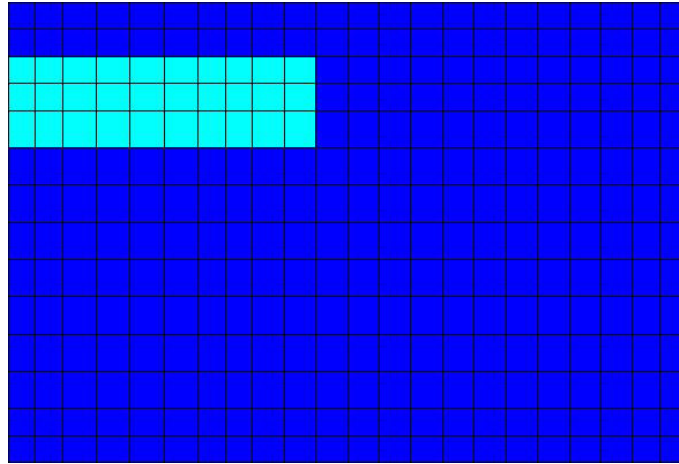
platea

Mappa armature di Estradosso



Colore	Armature
	top $\emptyset 8/15'$ X c=2.00 [cm] + $\emptyset 8/15'$ Y c=3.00 [cm]
	top $\emptyset 8/15'$ X c=2.00 [cm] + $\emptyset 8/15'$ Y c=3.00 [cm]
	top $\emptyset 12/20'$ X c=2.00 [cm] + $\emptyset 8/20'$ Y c=3.00 [cm]

Mappa armature di Intradosso



Colore	Armature
Blue	bottom \emptyset 8/15' X c=2.00 [cm] + \emptyset 8/15' Y c=3.00 [cm]
Cyan	bottom \emptyset 8/15' X c=2.00 [cm] + \emptyset 8/15' Y c=3.00 [cm] bottom \emptyset 12/20' X c=2.00 [cm] + \emptyset 8/20' Y c=3.00 [cm]

Impostazioni di verifica

Curva σ/ϵ Calcestruzzo

- secondo Hognestad

Modellazione softening (trazione/compressione)

- $f_{c,d,soft} = f_{c,d} \cdot 0.9 / \sqrt{1 + 400 \epsilon_t}$ / Hognestad

Modellazione compressione biassiale

- $f_{c,d,biaxial} = f_{c,d} (1 + 3.8 \alpha) / (1.0 + \alpha)^2$ / $\alpha = \epsilon_{c1} / \epsilon_{c2}$ (EC2 Ponti 6.110)

Elementi più sollecitati per tipologia di sezione

Verifiche SLU Flessione elemento nodi 252 276

Proprietà dei materiali

Acciaio B 450 C - elastico

- f_{yd} 3913.0 [kg/cm²]
- ϵ_{ud} 2.00 ‰
- ϵ_{yd} 1.86 ‰

Calcestruzzo C 25/30-elastico

- f_{cd} 141.7 [kg/cm²]
- ϵ_{c2} -2.00 ‰
- ϵ_{cu} -2.00 ‰
- f_{ctd} 12.0 [kg/cm²]
- ϵ_{ctd} 0.08 ‰
- E_{cm} 141700.0 [kg/cm²]

Sezione

- sezione 1 H=20.00 [cm]

Estradosso				Intradosso			
Af_x [cm ²] / m	$cf_{x,Eq}$ [cm]	Af_y [cm ²] / m	$cf_{y,Eq}$ [cm]	Af_x [cm ²] / m	$cf_{x,Eq}$ [cm]	Af_y [cm ²] / m	$cf_{y,Eq}$ [cm]
3.35	2.00	3.35	3.00	3.35	2.00	3.35	3.00

Azioni di verifica combinazione 9 (4.48 2.70 [m])

M_{xx}	-531.68	[kgm/m]	M_{11}	-530.58	[kgm/m]
M_y	-1987.34	[kgm/m]	M_{22}	-1988.45	[kgm/m]
M_{xy}	-40.09	[kgm/m]	α	-1.58	[°]

Verifiche

Cr=S/R	Posizione	Acciaio		Calcestruzzo		
		ϵ_x ‰	ϵ_y ‰	ϵ_{min} ‰	ϵ_{max} ‰	θ [°]
0.91	Estradosso	-0.023	-0.106	-0.053	-0.485	-13.34
	Intradosso	0.294	2.000	2.666	0.038	69.91



Verifiche SLU Flessione elemento nodi 258 282

Proprietà dei materiali

Acciaio B 450 C - elastico

- f_{yd} 3913.0 [kg/cm²]
- ϵ_{ud} 2.00 ‰
- ϵ_{yd} 1.86 ‰

Calcestruzzo C 25/30-elastico

- f_{cd} 141.7 [kg/cm²]
- ϵ_{c2} -2.00 ‰
- ϵ_{cu} -2.00 ‰
- f_{ctd} 12.0 [kg/cm²]
- ϵ_{ctd} 0.08 ‰
- E_{cm} 141700.0 [kg/cm²]

Sezione

- sezione 1 H=20.00 [cm]

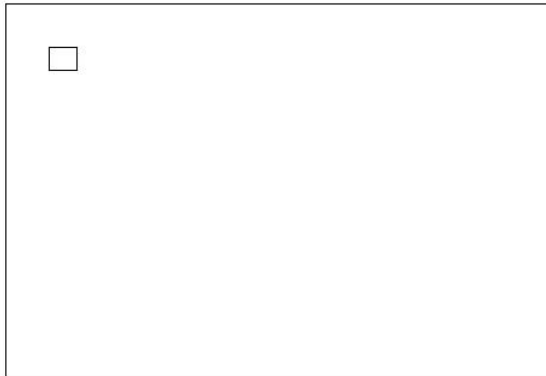
Estradosso				Intradosso			
Af_x [cm ²] / m	$cf_{x,Eq}$ [cm]	Af_y [cm ²] / m	$cf_{y,Eq}$ [cm]	Af_x [cm ²] / m	$cf_{x,Eq}$ [cm]	Af_y [cm ²] / m	$cf_{y,Eq}$ [cm]
9.01	2.00	5.86	3.00	9.01	2.00	5.86	3.00

Azioni di verifica combinazione 9 (0.53 2.90 [m])

M_{xx}	-1905.75	[kgm/m]	M_{11}	-2386.93	[kgm/m]
M_y	-1440.36	[kgm/m]	M_{22}	-959.18	[kgm/m]
M_{xy}	-674.89	[kgm/m]	α	35.49	[°]

Verifiche

Cr=S/R	Posizione	Acciaio		Calcestruzzo		
		ϵ_x ‰	ϵ_y ‰	ϵ_{min} ‰	ϵ_{max} ‰	θ [°]
0.55	Estradosso	-0.187	-0.121	-0.060	-0.912	-45.45
	Intradosso	1.622	2.000	4.403	-0.117	47.73



Verifiche SLE Rare Flessione elemento nodi 252 276

Proprietà dei materiali

Acciaio B 450 C - elastico

- f_{yd} 3913.0 [kg/cm²]
- ϵ_{ud} 2.00 ‰
- ϵ_{yd} 1.86 ‰
- σ 3600.0 [kg/cm²]

Calcestruzzo C 25/30-elastico

- f_{cd} 141.7 [kg/cm²]
- ϵ_{c2} -2.00 ‰
- ϵ_{cu} -2.00 ‰
- f_{ctd} 25.6 [kg/cm²]
- ϵ_{ctd} 0.18 ‰
- E_{cm} 141700.0 [kg/cm²]
- σ 150.0 [kg/cm²]

Sezione

- sezione 1 H=20.00 [cm]

Estradosso				Intradosso			
Af_x [cm ²] / m	$cf_{x,Eq}$ [cm]	Af_y [cm ²] / m	$cf_{y,Eq}$ [cm]	Af_x [cm ²] / m	$cf_{x,Eq}$ [cm]	Af_y [cm ²] / m	$cf_{y,Eq}$ [cm]
3.35	2.00	3.35	3.00	3.35	2.00	3.35	3.00

Azioni di verifica combinazione 20 (4.48 2.70 [m])

M_{xx}	-200.49	[kgm/m]	M_{11}	-196.54	[kgm/m]
M_y	-665.98	[kgm/m]	M_{22}	-669.93	[kgm/m]
M_{xy}	-43.09	[kgm/m]	α	-5.24	[°]

Verifiche

Cr=S/R	Posizione	Acciaio		Calcestruzzo		Stato	Ampiezza Fessure mm
		σ_x [kg/cm ²]	σ_y [kg/cm ²]	$\sigma_{c,Max}$ [kg/cm ²]	θ [°]		
0.07	Estradosso	-29.5	-98.0	-11.1	-5.63		
	Intradosso	29.5	98.0	0.0	84.37		



Verifiche SLE Rare Flessione elemento nodi 235 259

Proprietà dei materiali

Acciaio B 450 C - elastico

- f_{yd} 3913.0 [kg/cm²]
- ϵ_{ud} 2.00 ‰
- ϵ_{yd} 1.86 ‰
- σ 3600.0 [kg/cm²]

Calcestruzzo C 25/30-elastico

- f_{cd} 141.7 [kg/cm²]
- ϵ_{c2} -2.00 ‰
- ϵ_{cu} -2.00 ‰
- f_{ctd} 25.6 [kg/cm²]
- ϵ_{ctd} 0.18 ‰
- E_{cm} 141700.0 [kg/cm²]

- σ 150.0 [kg/cm²]

Sezione

- sezione 1 H=20.00 [cm]

Estradosso				Intradosso			
Af_x [cm ²] / m	$cf_{x,Eq}$ [cm]	Af_y [cm ²] / m	$cf_{y,Eq}$ [cm]	Af_x [cm ²] / m	$cf_{x,Eq}$ [cm]	Af_y [cm ²] / m	$cf_{y,Eq}$ [cm]
9.01	2.00	5.86	3.00	9.01	2.00	5.86	3.00

Azioni di verifica combinazione 20 (0.53 2.70 [m])

M_{xx}	-541.81	[kgm/m]	M_{11}	-561.02	[kgm/m]
M_y	-193.12	[kgm/m]	M_{22}	-173.91	[kgm/m]
M_{xy}	-84.05	[kgm/m]	α	12.87	[°]

Verifiche

Cr=S/R	Posizione	Acciaio		Calcestruzzo		Stato	Ampiezza Fessure mm
		σ_x [kg/cm ²]	σ_y [kg/cm ²]	$\sigma_{c,Max}$ [kg/cm ²]	θ [°]		
0.06	Estradosso	-71.5	-27.0	-8.5	-74.56		
	Intradosso	71.5	27.0	0.0	15.44		



Verifiche SLE Frequenti Flessione elemento nodi 252 276

Proprietà dei materiali

Acciaio B 450 C - elastico

- f_{yd} 3913.0 [kg/cm²]

- ϵ_{ud} 2.00 ‰
- ϵ_{yd} 1.86 ‰
- σ 3600.0 [kg/cm²]

Calcestruzzo C 25/30-elastico

- f_{cd} 141.7 [kg/cm²]
- ϵ_{c2} -2.00 ‰
- ϵ_{cu} -2.00 ‰
- f_{ctd} 25.6 [kg/cm²]
- ϵ_{ctd} 0.18 ‰
- E_{cm} 141700.0 [kg/cm²]
- σ 112.5 [kg/cm²]

Sezione

- sezione 1 H=20.00 [cm]

Estradosso				Intradosso			
Af_x [cm ²] / m	$cf_{x,Eq}$ [cm]	Af_y [cm ²] / m	$cf_{y,Eq}$ [cm]	Af_x [cm ²] / m	$cf_{x,Eq}$ [cm]	Af_y [cm ²] / m	$cf_{y,Eq}$ [cm]
3.35	2.00	3.35	3.00	3.35	2.00	3.35	3.00

Azioni di verifica combinazione 22 (4.48 2.70 [m])

M_{xx}	-194.16	[kgm/m]	M_{11}	-189.93	[kgm/m]
M_y	-641.22	[kgm/m]	M_{22}	-645.46	[kgm/m]
M_{xy}	-43.72	[kgm/m]	α	-5.53	[°]

Verifiche

Cr=S/R	Posizione	Acciaio		Calcestruzzo		Stato	Ampiezza Fessure mm
		σ_x [kg/cm ²]	σ_y [kg/cm ²]	$\sigma_{c,Max}$ [kg/cm ²]	θ [°]		
0.09	Estradosso	-28.6	-94.4	-10.7	-5.94		
	Intradosso	28.6	94.4	0.0	84.06		



Verifiche SLE Frequenti Flessione elemento nodi 235 259

Proprietà dei materiali

Acciaio B 450 C - elastico

- f_{yd} 3913.0 [kg/cm²]
- ϵ_{ud} 2.00 ‰
- ϵ_{yd} 1.86 ‰
- σ 3600.0 [kg/cm²]

Calcestruzzo C 25/30-elastico

- f_{cd} 141.7 [kg/cm²]
- ϵ_{c2} -2.00 ‰
- ϵ_{cu} -2.00 ‰
- f_{ctd} 25.6 [kg/cm²]
- ϵ_{ctd} 0.18 ‰
- E_{cm} 141700.0 [kg/cm²]
- σ 112.5 [kg/cm²]

Sezione

- sezione 1 H=20.00 [cm]

Estradosso				Intradosso			
Af_x [cm ²] / m	$cf_{x,Eq}$ [cm]	Af_y [cm ²] / m	$cf_{y,Eq}$ [cm]	Af_x [cm ²] / m	$cf_{x,Eq}$ [cm]	Af_y [cm ²] / m	$cf_{y,Eq}$ [cm]
9.01	2.00	5.86	3.00	9.01	2.00	5.86	3.00

Azioni di verifica combinazione 22 (0.53 2.70 [m])

M_{xx}	-526.23	[kgm/m]	M_{11}	-542.78	[kgm/m]
----------	---------	---------	----------	---------	---------

M_y	-183.94	[kgm/m]	M_{22}	-167.40	[kgm/m]
M_{xy}	-77.04	[kgm/m]	α	12.12	[°]

Verifiche

Cr=S/R	Posizione	Acciaio		Calcestruzzo		Stato	Ampiezza Fessure mm
		σ_x [kg/cm ²]	σ_y [kg/cm ²]	$\sigma_{c,Max}$ [kg/cm ²]	θ [°]		
0.07	Estradosso	-69.5	-25.8	-8.2	-75.42		
	Intradosso	69.5	25.8	0.0	14.58		



Verifiche SLE Quasi Permanenti Flessione elemento nodi 252 276

Proprietà dei materiali

Acciaio B 450 C - elastico

- f_{yd} 3913.0 [kg/cm²]
- ϵ_{ud} 2.00 ‰
- ϵ_{yd} 1.86 ‰
- σ 3600.0 [kg/cm²]

Calcestruzzo C 25/30-elastico

- f_{cd} 141.7 [kg/cm²]
- ϵ_{c2} -2.00 ‰
- ϵ_{cu} -2.00 ‰
- f_{ctd} 25.6 [kg/cm²]
- ϵ_{ctd} 0.18 ‰
- E_{cm} 141700.0 [kg/cm²]
- σ 112.5 [kg/cm²]
- w_{Max} 0.30 mm

Sezione

- sezione 1 H=20.00 [cm]

Estradosso				Intradosso			
Af_x [cm ²] / m	$cf_{x,Eq}$ [cm]	Af_y [cm ²] / m	$cf_{y,Eq}$ [cm]	Af_x [cm ²] / m	$cf_{x,Eq}$ [cm]	Af_y [cm ²] / m	$cf_{y,Eq}$ [cm]
3.35	2.00	3.35	3.00	3.35	2.00	3.35	3.00

Azioni di verifica combinazione 23 (4.48 2.70 [m])

M_{xx}	-192.90	[kgm/m]	M_{11}	-188.67	[kgm/m]
M_y	-637.31	[kgm/m]	M_{22}	-641.55	[kgm/m]
M_{xy}	-43.59	[kgm/m]	α	-5.55	[°]

Verifiche

Cr=S/R	Posizione	Acciaio		Calcestruzzo		Stato	Ampiezza Fessure mm
		σ_x [kg/cm ²]	σ_y [kg/cm ²]	$\sigma_{c,Max}$ [kg/cm ²]	θ [°]		
0.09	Estradosso	-28.4	-93.8	-10.6	-5.96	NON Fessurato	0.000
	Intradosso	28.4	93.8	0.0	84.04	NON Fessurato	0.000



Verifiche SLE Quasi Permanenti Flessione elemento nodi 235 259

Proprietà dei materiali

Acciaio B 450 C - elastico

- f_{yd} 3913.0 [kg/cm²]
- ϵ_{ud} 2.00 ‰
- ϵ_{yd} 1.86 ‰
- σ 3600.0 [kg/cm²]

Calcestruzzo C 25/30-elastico

- f_{cd} 141.7 [kg/cm²]
- ϵ_{c2} -2.00 ‰
- ϵ_{cu} -2.00 ‰
- f_{ctd} 25.6 [kg/cm²]
- ϵ_{ctd} 0.18 ‰
- E_{cm} 141700.0 [kg/cm²]
- σ 112.5 [kg/cm²]
- w_{Max} 0.30 mm

Sezione

sezione 1 H=20.00 [cm]

Estradosso				Intradosso			
Af_x [cm ²] / m	$cf_{x,Eq}$ [cm]	Af_y [cm ²] / m	$cf_{y,Eq}$ [cm]	Af_x [cm ²] / m	$cf_{x,Eq}$ [cm]	Af_y [cm ²] / m	$cf_{y,Eq}$ [cm]
9.01	2.00	5.86	3.00	9.01	2.00	5.86	3.00

Azioni di verifica combinazione 23 (0.53 2.70 [m])

M_{xx}	-523.30	[kgm/m]	M_{11}	-539.68	[kgm/m]
M_y	-182.68	[kgm/m]	M_{22}	-166.30	[kgm/m]
M_{xy}	-76.48	[kgm/m]	α	12.09	[°]

Verifiche

Cr=S/R	Posizione	Acciaio		Calcestruzzo		Stato	Ampiezza Fessure mm
		σ_x [kg/cm ²]	σ_y [kg/cm ²]	$\sigma_{c,Max}$ [kg/cm ²]	θ [°]		
0.07	Estradosso	-69.1	-25.6	-8.2	-75.45	NON Fessurato	0.000
	Intradosso	69.1	25.6	0.0	14.55	NON Fessurato	0.000



Forlì, 11/03/2019

Il calcolatore e direttore dei lavori
Ing. Gianni Bandini

OGGETTO: REALIZZAZIONE PASSERELLE PER USCITE DI SICUREZZA – EX SEMINARIO VESCOVILE SEDE DEL CEUB DI BERTINORO

COMMITTENTE: CEUB SOC COOP. A.R.L.

ALMA MATER STUDIORUM UNIVERSITA' DI BOLOGNA

TECNICO: Ing. *GIANNI BANDINI*, Via Carlo Pisacane, 18 – Forlì tel: 0543.33113 – e-mail gbandini@libero.it – c.f. BNDGNN51R24D704R

COLLABORATORE: Ing. *MARCO MARGOTTI*, Via Carlo Pisacane, 18 Forlì tel: 0543.33113 – e-mail mrqmarco79@gmail.com – c.f. MRGMRC79R03D704M

Relazione geotecnica e sulle fondazioni

La passerella trapezoidale si appoggia su un nuovo locale tecnico ad uso riserva idrica di acqua potabile per il centro. La struttura è di tipo scatolare in c.a. , direttamente contro-terra e costituito da platea, muri e soletta superiore di spessore cm. 20 armati con doppie reti elettrosaldate ϕ 8/15/15 e armature concentrate negli spigoli con staffature.

La seconda passerella, molto più modesta anche nei carichi trasmessi al terreno è appoggiata su trave in c.a. 70x50 cm sagomata, posta a quota di circa -0.80 m di profondità dal piano campagna.

Le opere strutturali sono completate dalle opere di consolidamento del muro in pietra esistente nella zona crollata e in corrispondenza dell'angolo sinistro che presenta una lesione visibile. Il nuovo paramento deve essere per necessità architettoniche ancora in pietra. Per migliorare la resistenza e per creare la necessaria solidità muraria è prevista la realizzazione di un graticcio di cordoli retrostanti al muro 20x15 cm circa in modo da creare una sorta di muratura armata. Le opere di fondazione sono costituite da una soletta in c.a. di spessore cm. 20 e larghezza 1.00 m.

Poiché l'accessibilità del cortile è molto difficile da mezzi in grado di effettuare prove penetrometriche o sondaggi e vista la modestia delle opere e dei carichi trasmessi al terreno che globalmente si trova in condizioni di stabilità, non si è ritenuto necessario eseguire alcuna indagine geologica.

Dal punto di visto geologico la zona del centro abitato storico intorno alla Rocca Vescovile è comunque sufficientemente noto, sia da quanto reperibile in cartografia geologica regionale sia in relazione agli studi di microzonazione sismica effettuati e pertanto si

applica quanto indicato al paragrafo 6.2.2 delle NTC 2018 , basando la progettazione su prove documentate e preesistenti indagini.



Stralcio carta geologica

Risultato dell'interrogazione - Mozilla Firefox

https://applicazioni.regione.emilia-romagna.it/cartografia_sgss/user/mapFrame.jsp

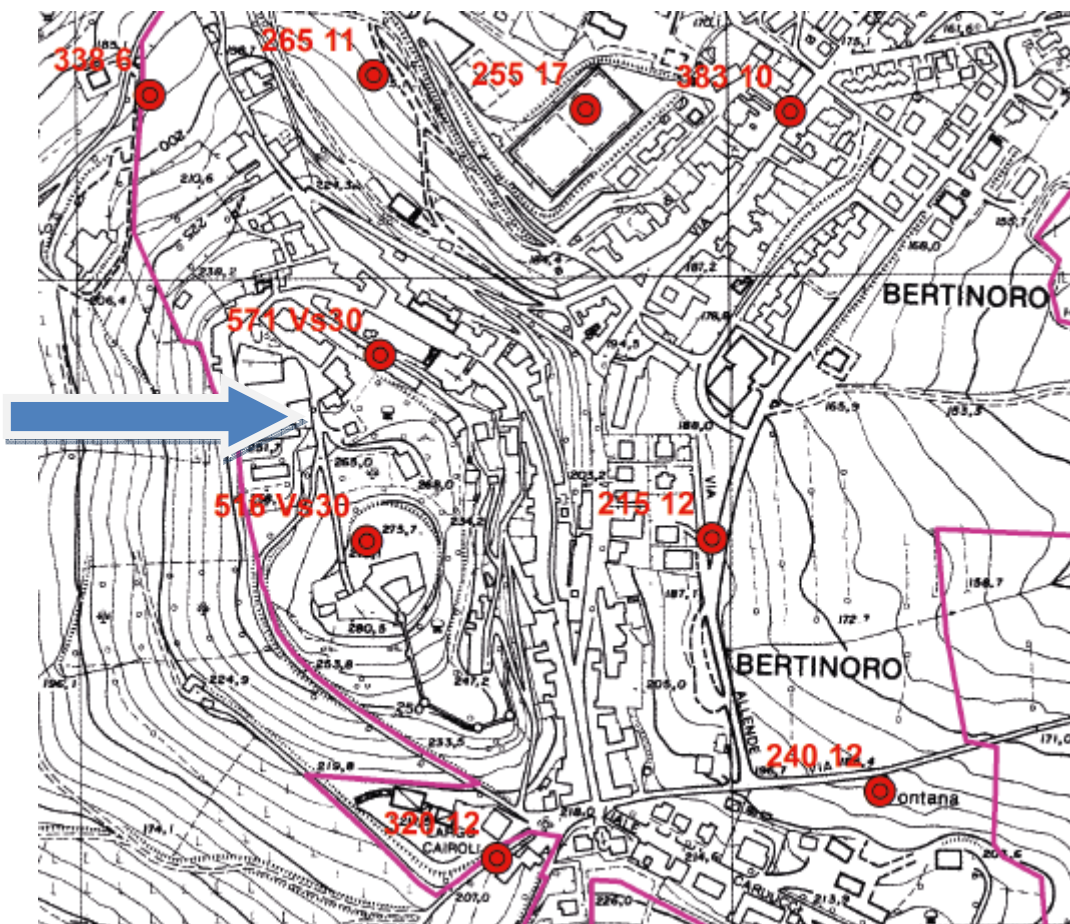
RISULTATO INTERROGAZIONE

Comune di BERTINORO (FC), sezione CTR: 255060

Unità geologiche (10K)	zoom
FAA3 - Argille Azzurre - membro di Spungone	<p>sigla FAA3</p> <p>etÀ inf.</p> <p>etÀ sup.</p> <p>nome Argille Azzurre - membro di Spungone</p> <p>legenda FAA3 - Argille Azzurre - membro di Spungone</p> <p>dominio Dominio Padano-Adriatico</p> <p>gruppo B04 - Spungone</p> <p>sigla litotecnica As - Rocce lapidee stratificate</p> <p>litotecnica Materiale lapideo stratificato (in cui la stratificazione non influenza in maniera significativa le caratteristiche di resistenza dell'ammasso)</p> <p>zoom</p>

Chiudi

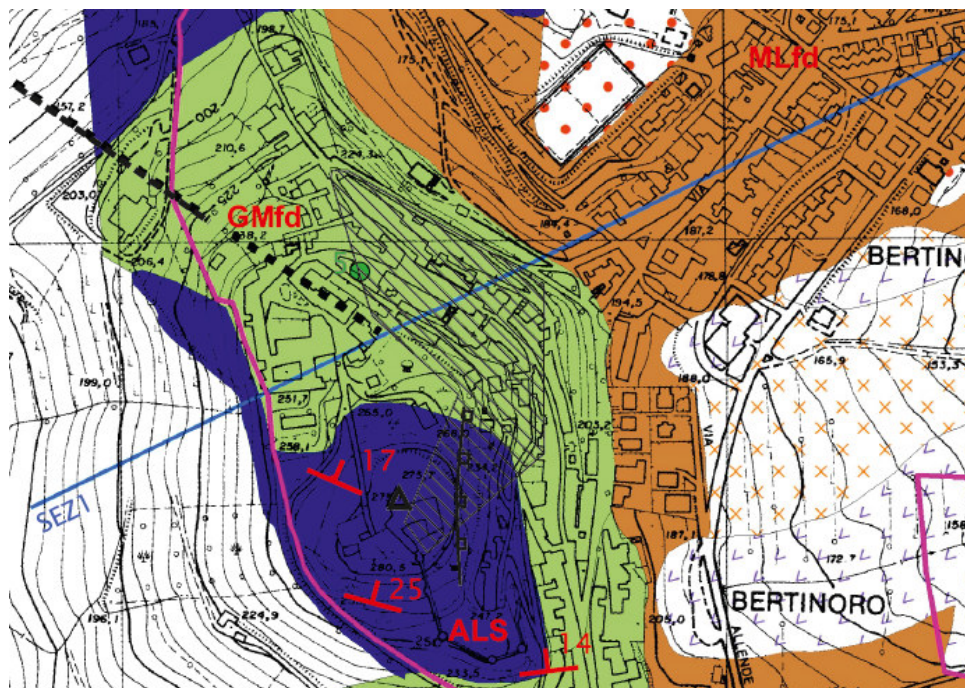
Estratto tavola indagini con riferimento del nostro sito



Estratto carta delle velocità

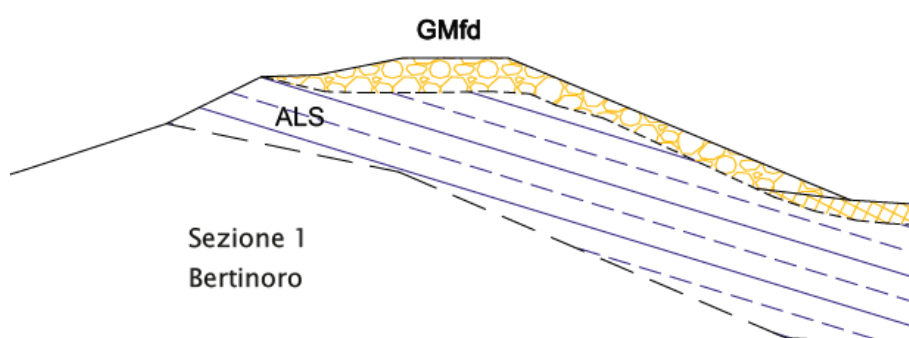
La velocità delle onde di taglio è stata rilevata in 516 e 570 nei due punti limitrofi all'area d'intervento.

Il terreno è pertanto classificabile di **tipo B**.

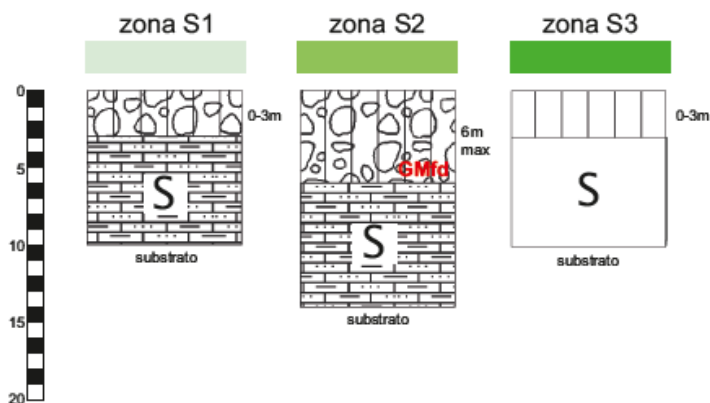
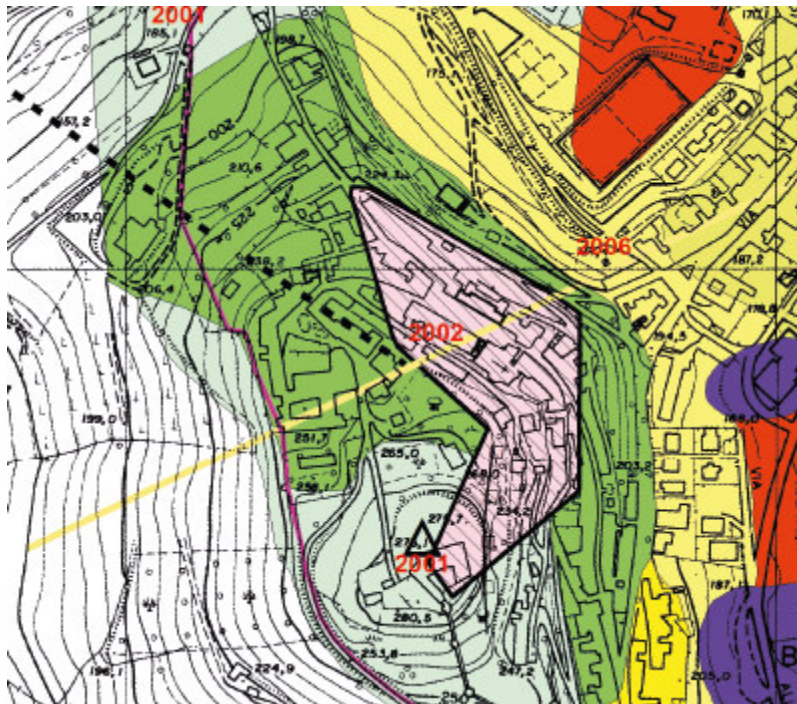


Terreni di copertura

GM	Ghiaie limose, miscela di ghiaia, sabbia e limo
SC	Sabbie argillose, miscela di sabbia e argilla
ML	Limi inorganici, sabbie fini limose o argillose, limi argillosi di bassa plasticità
CL	Argille inorganiche di media bassa-plasticità, argille ghiaiose o sabbiose, argille limose



Sezione Geologica



Di seguito si allegano alcuni stralci della relazione geologica di microzonazione.

Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica (MOPS in scala 1:5000 TAV1 e TAV2. Sono state rappresentate le microzone omogenee fra cui:

- le **Zone stabili suscettibili di amplificazione sismica**, cioè quelle in cui il moto sismico viene modificato a causa delle caratteristiche litostratigrafiche e/o geomorfologiche del territorio;

• **ZONE STABILI SUSCETTIBILI DI AMPLIFICAZIONE SISMICA**

- **Zona 2:** : è rappresentata da substrato lapideo stratificato rigido avente velocità media delle onde di taglio $V_s > 800$ m/s con copertura di spessore > 3 fino ad un massimo di 6 metri caratterizzate da V_s variabile da 340 a 400 m/s, su superfici topografiche aventi inclinazione > 15 . Nelle aree di studio il substrato geologico è rappresentato dalla Formazione delle Argille Azzurre Membro dello Spungone (FMA3) con grado di addensamento 11, le coperture sono di origine eluvio/colluviali (a4) caratterizzate da detrito a grossi blocchi appartenenti alla formazione stessa in matrice limoso – sabbiosa con stato di addensamento 13. Tale zona caratterizza parte del centro storico di Bertinoro

Il sito in esame ricade in zona 2.

I valori dei **fattori di amplificazione stratigrafica** sono stati selezionati in funzione dello spessore dei depositi e del valore della velocità media equivalente delle onde S nello spessore stesso. Per depositi con spessore inferiore ai 30 m è stato assunto il valore di V_{sH} relativo allo spessore del deposito. Per il substrato caratterizzato da $V_s < 800$ m/s affiorante e per aree di pianura in cui il substrato è identificabile a profondità superiori ai 30 m è stato assunto il valore di V_{s30} . Per il substrato caratterizzato da $V_s > 800$ m/s affiorante, non sono attesi fenomeni di amplificazione stratigrafica

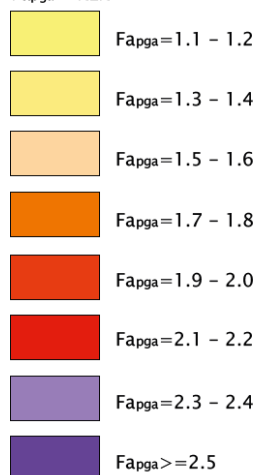
RIFERIMENTO ZONE MOPS	V_{sH}/V_{s30}		TAB	$F_{A PGA}$		$F_{A SI} (0.1s-0.5s)$		$F_{A SI} (0.5s-1.0s)$		F_{Top}		
1	$V_{s30} > 800$		A2.1.1 > 800	1		1		1		1,1	1,2	1,4
2	$V_{s5} = 350$		A2.1.1 > 800	1,1		1		1		1,4		
3	$V_{s30} = 400-450$		A2.1.1 < 800	1,4		1,5		1,4				
4	$V_{s20} = 200$		A2.1.1 < 800	2,3		2,6		2,1				
5	$V_{s10} = 350$		A2.1.1 < 800	1,6		1,6		1,4				
6	$V_{s12} = 200$	$V_{s12} = 250$	A2.1.1 > 800	2,0	1,9	1,8	1,6	1	1	1,3		
7	$V_{s12} = 250$	$V_{s12} = 350$	A2.1.1 > 800	1,9	1,7	1,6	1,4	1	1			
8	$V_{s15} = 250$		A2.1.1 < 800	2,2		2,2		1,7				
9	$V_{s5} = 350$		A2.1.1 < 800	1,4		1,4		1,4		1,4		
10	$V_{s16} = 250$		A2.1.1 < 800	2,2		2,2		1,7				
11	$V_{s19} = 250$		A2.1.1 < 800	2,2		2,5		1,9				
12	$V_{sH10-22} = 200$		A2.1.1 > 800	2,0	2,0	1,8	2,3	1	1,5			
13	$V_{s30} = 200$	$V_{s30} = 250$	A2.1.2 P2	A2.1.2 P1	1,5	1,7	1,8	1,9	2,5	2,5		

STIMA DEI FATTORI DI AMPLIFICAZIONE (ICMS)

I fattori di amplificazione stratigrafica FA e FV sono stati stimati attraverso abachi che fanno riferimento a configurazioni stratigrafiche “tipo” costituite da stati piano paralleli con tre diversi andamenti del gradienti di velocità tre tipologie di terreni: argille,sabbie e ghiaie utilizzando come moto di input, alcuni accelerogrammi sintetici (generati artificialmente) relativi a tre livelli di pericolosità sismica: alta (PGA=0.06g), Media (PGA=0.18g), Alta (PGA=0.26g)

RIFERIMENTO ZONE MOPS	VsH/Vs30		FA		FV	
1	Vs30>800		1		1	
2	Vs5=350		1,3		1	
3	Vs30=400-450		1,6		1,4	
4	Vs20=200		2,1		2,6	
5	Vs10=350		1,6		1,6	
6	Vs12=200	Vs12=250	2,4	2,1	1,5	1,2
7	Vs12=250	Vs12=350	2,1	1,8	1,2	1,1
8	Vs15=250		2,2		1,6	
9	Vs5=350		1,3		1,0	
10	Vs16=250		2,2		1,6	
11	Vs19=250		2,2		1,9	
12	VsH10-22=200		2,4	2,1	1,5	2,6
13	Vs30=200	Vs30=250	1,2	1,4	2,0	1,9

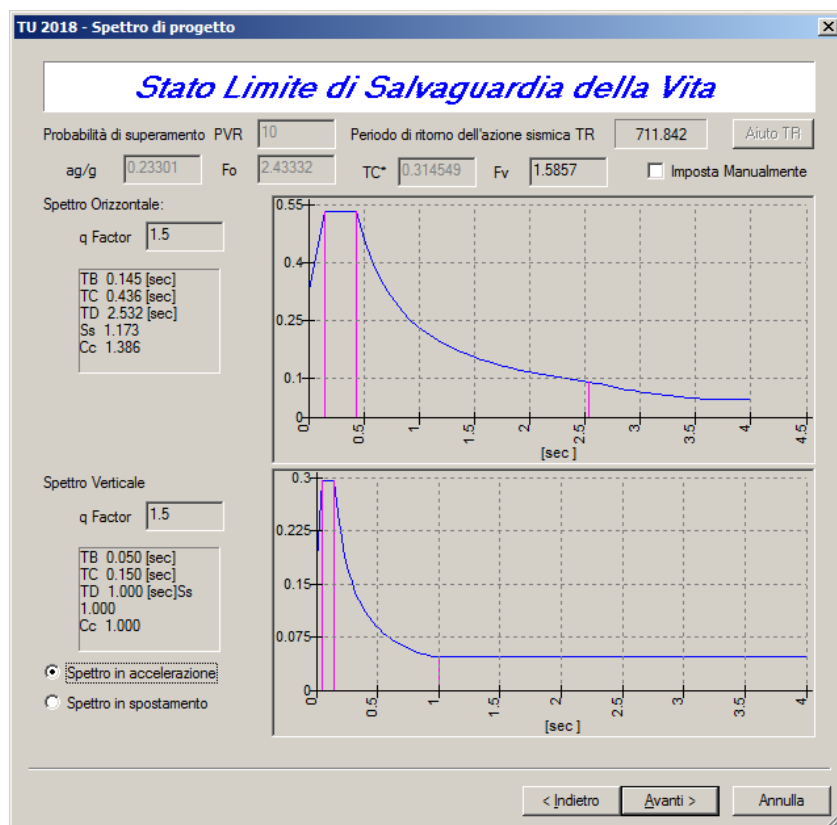
Fapga – RER



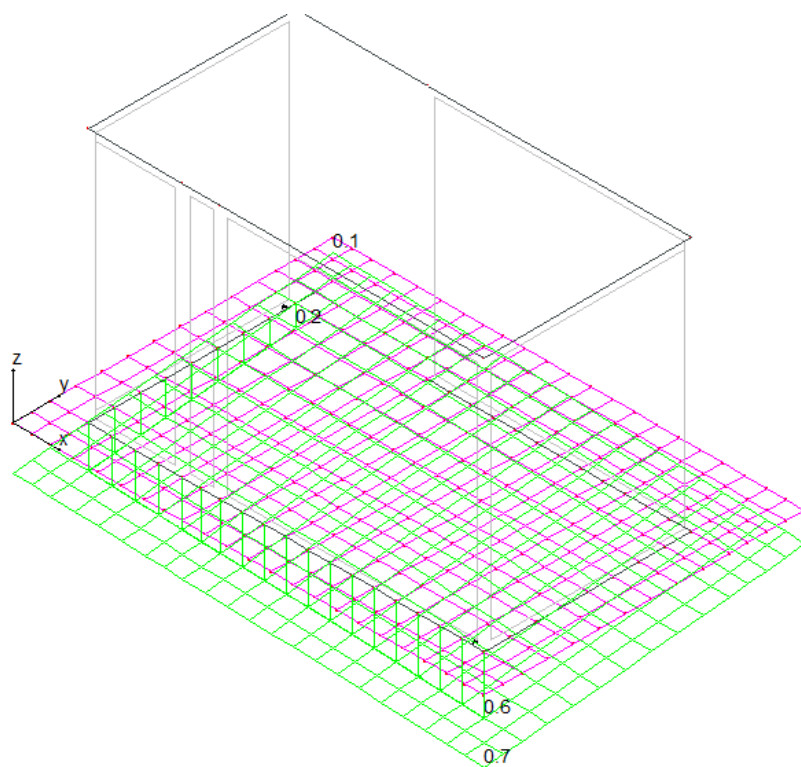
Campitura tratteggiata: zone con amplificazione topografica

In conclusione dalle consultazioni delle analisi di microzonazione sismica si è dedotto che per il sito in esame il terreno in esame è di tipo **B**, condizioni topografiche **T2** e il coefficiente di amplificazione sismica della **Pga** è pari a **1.1 – 1.2**.

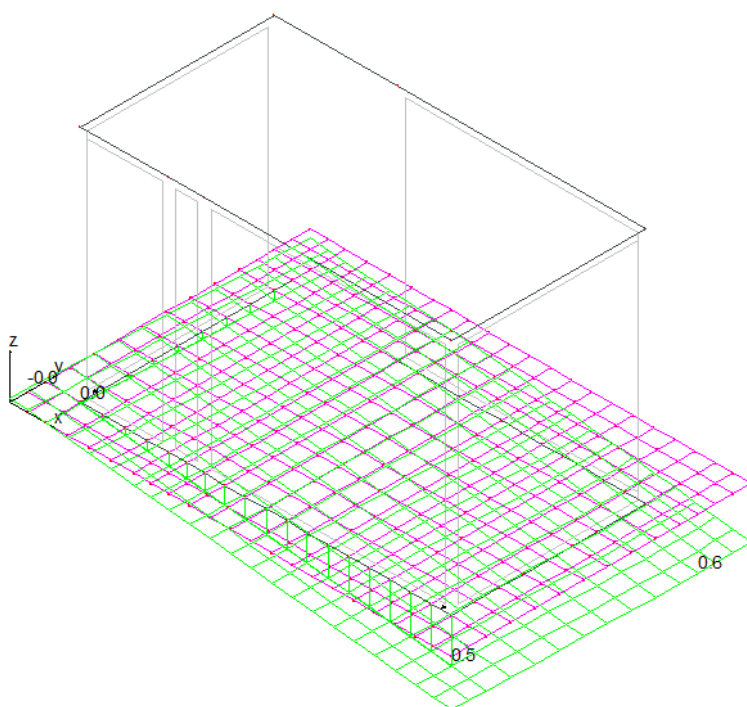
Pertanto nella definizione dello spettro di progetto si è deciso di seguire le indicazioni di normativa in quanto non vi sono differenze sostanziali nel valore di **Ss** che è pari a **1.17**.



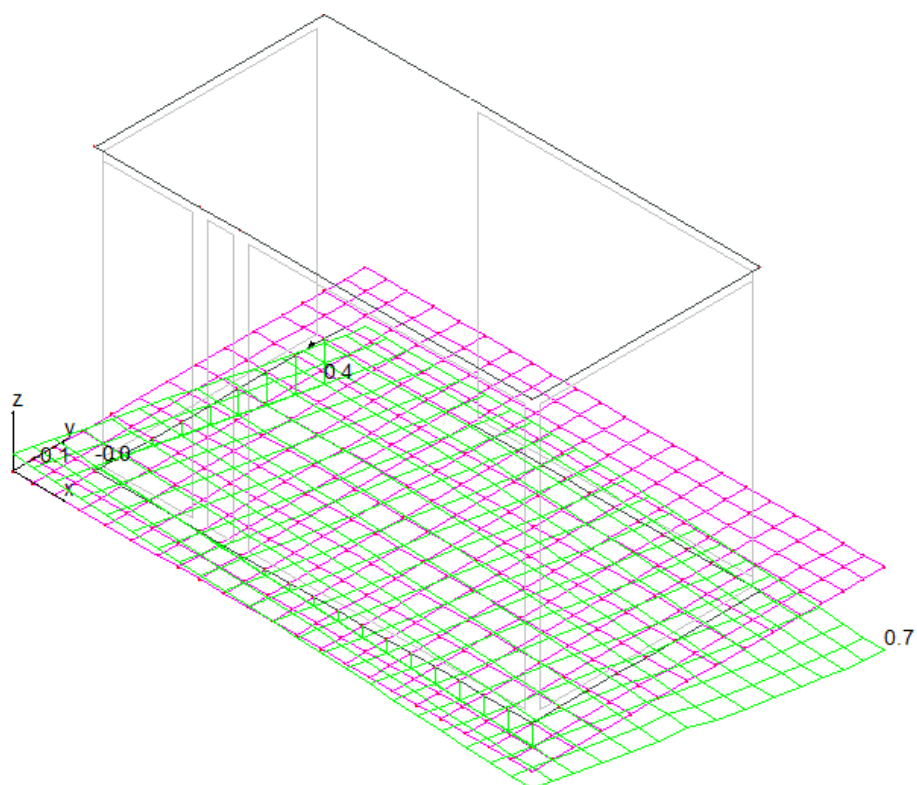
Il coefficiente di sottofondo di Winkler in condizioni sismiche è approssimato a 2 kg/cmc. Alla presente relazione si allega il controllo classico della tensione di contatto terreno fondazione tenendo conto che si hanno valori di pressione molto modesti.



COMBINAZIONE 1 – SLU – max 0.70 kg/cm²



COMBINAZIONE 3 – SLV – SISMA X – max 0.6 kg/cm²




COMBINAZIONE 9 – SLV – SISMA Y – max 0.7 kg/cmq

Nella relazione di calcolo allegata è presente la verifica della platea di fondazione.

Verifica del muro di sostegno.

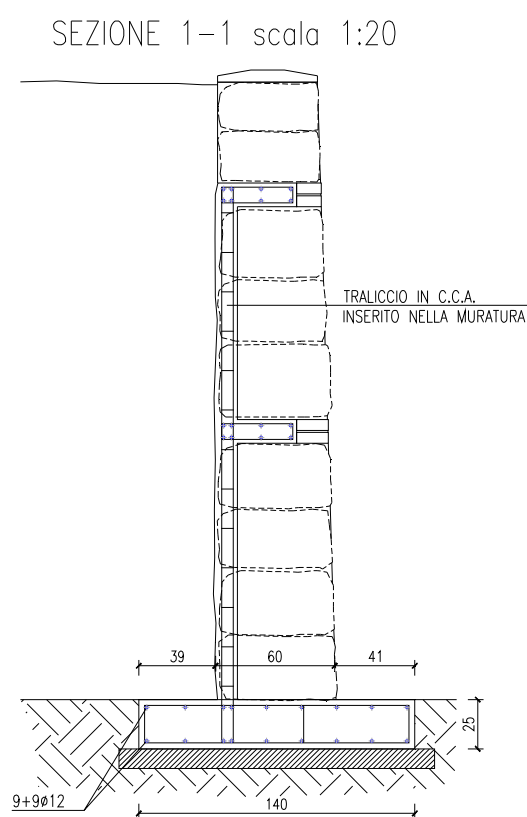
Per il calcolo della spinta del terreno si è considerata la stratigrafia desunta nella documentazione di micro zonazione ed anche un report di un sondaggio liberamente scaricabile dal sito internet della regione e limitrofo alla zona d'intervento.

 U.O. Indagini - Monitoraggio Attività Geotecniche (S.P.A.) C.F.P. - Reg. Imprese Prof. Geotecniche n. 00000000000 n. R.E.A. 26409 via. Albi 500, 00186 Roma (RM)		MACCHINA PERFORATRICE: IPC DRILL 830 METODO DI PERFORAZIONE: CAROTAGGIO CONTINUO RIVESTIMENTO: foro non rivestito ATTREZZO DI PERFORAZIONE: Carotere DMM 101 mm NOTE: Profondità raggiunta 13.00 metri, fondo: 3.00 m. - 5.00 m. - 10.00 m. p.c.		S1 PROFONDITA' m 13,00
Committente: Geol. Feralli Cantiere: Bertinoro (FC)		DATA: 02/Marzo/2012		
CAMPIONI estratti (S) - Indicato (S) A - da carotere semplice (S) B - da carotere doppio (S) C - da carotere triplo (S) D - da L.P.T. (S) E - da carotere apicale (S) F - da Scherzo (S)				
OPERATORE: Dott. Geol. Mario S. Gabrielli ASSISTENTE: Lorenzo Gabrielli				
Profondità Parametri Vane test Profondità Simbolo Stratigrafico	DESCRIZIONE STRATIGRAFICA			Prof. acqua Data Lettura
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20	Asfalto e sottolando stradale Argille plastiche con ghiaie e macerie, con circolazione idrica e tubo di PVC di vecchia condotta <u>Coltre detritica argillosa</u> Argille ocra plastiche Argille rosastre finemente laminare con ossidi di manganese (deposito di lisciviazione dei calcari - fertilizzazione) <u>Coltre detritica di falda</u> Clasti di calcarenite organogene (Spungone) in matrice limosa argillosa marrone rossastra <u>Formazione dello Spungone</u> Sabbie fini in matrice limosa biancastra inglobanti clasti di calcarenite organogene (Spungone), stratificazione massiva Urtello di calcarenite organogene fossilifera (Spungone) Sabbie fini in matrice limosa biancastra inglobanti clasti di calcarenite organogene (Spungone), stratificazione massiva fine sondaggio			Prof. acqua Data Lettura

La coltre superficiale è una miscela di argill, sabbia e ghiaia, come anche visibile dal piccolo cedimento del muro di sostegno esistente e vi si può attribuire un angolo d'attrito pari a 35°.

Il muro di sostegno è di tipo a gravità, tuttavia si è ritenuto opportuno realizzare un retrostatante reticolo costituito da travi e pilastri in c.a. oltre alla sottostante platea in modo da solidarizzare al meglio la muratura.

Il muro di sostegno è stato verificato attraverso un calcolo manuale della spinta attiva a monte ed effettuando la verifica a ribaltamento con un proprio foglio di calcolo elettronico. Per la verifica lato terreno si è considerato un carico limite di 2.00 kg/cm² tenuto conto del fatto che il muro è esistente e il terreno sottostante sovra consolidato.



Criteri di calcolo e verifica secondo NTC 2018

Le verifiche sono state condotte secondo l'approccio 1 allestendo un foglio di calcolo elettronico che calcola la spinta con la combinazione A1+M1+R1 e A2+M2+R2 come da tabelle 6.2.I – 6.2.II – 6.5.I

In particolare:

Combinazione statica unica Approccio 2

$$\gamma_G = 1.00$$

$$\gamma_M = 1.00 \text{ (} c_u \text{ e } \phi \text{)}$$

$$\gamma_R = 1.15 \text{ (ribaltamento)}$$

$$\gamma_R = 1.10 \text{ (scorrimento)}$$

$$\gamma_R = 1.40 \text{ (resistenza terreno)}$$

combinazione sismica

$$\gamma_G = 1.00$$

$$\gamma_M = 1.00 \text{ (} c_u \text{ e } \phi \text{)}$$

$$\gamma_R = 1.00 \text{ (ribaltamento)}$$

$$\gamma_R = 1.00 \text{ (scorrimento)}$$

$$\gamma_R = 1.12 \text{ (resistenza terreno)}$$

Si adottano i criteri di Monobe - Okabe.

La verifica è condotta per un'altezza pari a 3.00 m.

Per la verifica a scorrimento il coefficiente d'attrito terreno fondazione è pari a:

$$\tan \phi = \tan 35^\circ = 0.70. \text{ cautelativamente abbassato a } 0.60$$

Per la verifica a schiacciamento si è considerato un valore cautelativo di capacità portante pari a 2.00 kg/cmq.

Verifica

Si adotta l'approccio 2 e si utilizzano le seguenti combinazioni (Par. 6.5.3.1.1):

$$1) \text{ A1} + \text{M1} + \text{R3}$$

Combinazione statica

		calcolo spinta muri di sostegno								
		dati terreno								
					cos e	1	cos 2 e	1		
altezza scavo	h=	3 m	valori fattorizzati		cos f	0.819152	cos 2 f	0.67101		
peso specifico	$\gamma =$	1800 kg/mc								
angolo di attrito	$\phi =$	35 °	35		tan fi'	0.700208	tan fi'/coeff		0.700208	
inclinazione pendio	$\varepsilon =$	0 °					tan-1		0.610865	
coesione	c =	0	0							
coeff M2 ϕ		1								
coeff M2 coesione		1								
calcolo coefficiente di spinta attiva										
$\lambda a =$	0.2709901	sa	1463.346		$h^* =$	0 m	altezza per cui non c'è spinta			
Sa =	2195.0194	sa fatt.	1463.346							
componente orizzontale										
So	2195.0194									
componente verticale										
Sv	0									
con coefficienti parziali:		$\gamma G1 =$	1							
Sa	2195.0194									
componente orizzontale										
So	2195.0194									
componente verticale										
Sv	0									

Incremento sismico (paragrafo 7.11.3.5.2 NTC 17/01/2018)

Nell'analisi pseudostatica l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

azione sismica	
Kh =	$\beta_m a_{max}/g$
$\beta_s =$	0.28
ag	0.23
F0	2.4
Ss	1.17
St	1.2
amax	0.32292
Kh =	0.0904176
kv=	0.0452088

$$\theta_+ = \arctg (kh/1+kv)$$

$$\theta_- = \arctg (kh/1-kv)$$

Calcolo del coefficiente di spinta attiva in condizione sismica (Mononobe – Okabe) – nel caso di $\varepsilon < \phi' - \theta$

$$\lambda a(\varepsilon) = (\sin^2 \alpha + \phi - \theta) / \cos \theta \sin^2 \alpha \sin (\alpha - \delta - \theta) [1 + \sqrt{(\sin (\phi + \delta) \sin (\phi - \varepsilon - \theta) / \sin (\alpha - \delta - \theta) \sin (\alpha + \varepsilon))^2}]$$

Per la verifica di resistenza della struttura si deve utilizzare la combinazione 1 dell'approccio 1 con coeff. A1 pari ad 1

Pertanto $\phi = 35^\circ$

calcolo coefficiente spinta attiva mononobe okabe									
			calcoli per teta+		quadrato		calcoli per teta-		quadrato
alfa	90		sen(alfa + fi - teta)	0.865538	0.749156		sen(alfa + fi - teta)	0.869579	0.756167
fi	35		cos teta	0.996279			cos teta	0.995546	
			sen alfa	1	1		sen alfa	1	1
delta	0		sen alfa - delta - teta	0.996279			sen alfa - delta - teta	0.995546	
epsilon	0		sen fi + delta	0.573576			sen fi + delta	0.573576	
			sen fi - eps - teta	0.500844			sen fi - eps - teta	0.493795	
teta +	0.0862919	4.944162	sen alfa - delta - teta	0.996279			sen alfa - delta - teta	0.995546	
teta -	0.0944173	5.40971	sen alfa + eps	1			sen alfa + eps	1	
				1.536978				1.533382	
ka + =	0.3195029			2.3623				2.351259	
ka - =	0.3244849								
S+	2704.9724								
S-	2509.5042								

Incremento di spinta sismica

$$S_{int} = K_h \times P$$

dove: P = Peso muro

dimensioni soletta				peso terreno retrostante			
B	1.4	$\gamma =$	2500	H =	3	$\gamma =$	1800
h	0.25	$\gamma G =$	1	B =	0.4	$\gamma G =$	0.9
profondità	1	P =	875	prof	1	P	1944
distanza punto rotazione			0.7	distanza punto rotazione			1.2
dimensioni muro							
s	0.6	$\gamma =$	2200	P tot =	6779	per incremento sismico	
h	3	$\gamma G =$	1	P tot =	3960		
profondità	1	P =	3960				
distanza punto rotazione			0.7				
incremento spinta							
Sint	$K_h \times P_{tot}$	358.0537					

verifica a ribaltamento statica					
posizione spinta:	H/3		1	S stat	2195.019
posizione incrementata	H/2		1.5		
$\gamma R =$	1.15				
M rib =	2195.019				
M stab =	4971.565	Sr	0.441515	verificato	
verifica a schiacciamento statica					
calcolo della tensione di contatto					
$U = (M_{stab} - M_{rib}) / (P + S_v)$			0.40958		
$e = B/2 - u$			0.29042		
$B/6 =$			0.233333		
$\sigma_t = 2(P + S_v) / (3 \cdot 100 \cdot u)$			1.103406	per $U > B/6$	
$\sigma_t = (P + S_v) / 100 \cdot B \cdot (1 + 6e/B)$			1.086894	per $U < B/6$	
$\sigma_t =$			1.103406		
carico limite			2		
Res. Terreno	1.428571	$\gamma R =$	1.4		
Sr	0.772384	verificato			
Verifica a scorrimento statica					
$\gamma R =$	1.1				
fi terreno fondazion		35			
f - coeff attrito		0.6	tan fi		
P =	6779				
F stab	P x f	3697.636			
F instab = Sa	2195.019				
Sr =	0.593628	verificato			

verifica a ribaltamento sisma					
posizione spinta:	H/3		1	S max	2704.972
posizione incremento	H/2		1.5	S int	358.0537
$\gamma R =$	1				
M rib =	3242.053				
M stab =	5717.3	Sr	0.56706	verificato	
verifica a schiacciamento sismica					
calcolo della tensione di contatto					
$U = (M_{stab} - M_{rib}) / (P + S_v)$			0.365135		
$e = B/2 - u$			0.334865		
$B/6 =$			0.233333		
$\sigma_t = 2(P + S_v) / (3 \cdot 100 \cdot u)$			1.237717	per $e > B/6$	
$\sigma_t = (P + S_v) / 100 \cdot B (1 + 6e/B)$			1.179128	per $e < B/6$	
$\sigma_t = 1.2377173$					
carico limite			2		
Res terreno	1.666667	$\gamma R =$	1.2		
Sr	0.7426304	verificato			
Verifica a scorrimento sismica					
$\gamma R =$	1				
fi terreno fondazione	35				
f - coeff attrito	0.6	tan fi			
P =	6779				
F stab	P x f	4067.4			
F instab =	Sa + S int	3063.026			
Sr =	0.7530673	verificato			

Le verifiche risultano soddisfatte

Forlì, 11/03/2019

Il calcolatore e direttore dei lavori
Ing. Gianni Bandini

OGGETTO: REALIZZAZIONE PASSERELLE PER USCITE DI SICUREZZA – EX SEMINARIO VESCOVILE SEDE DEL CEUB DI BERTINORO

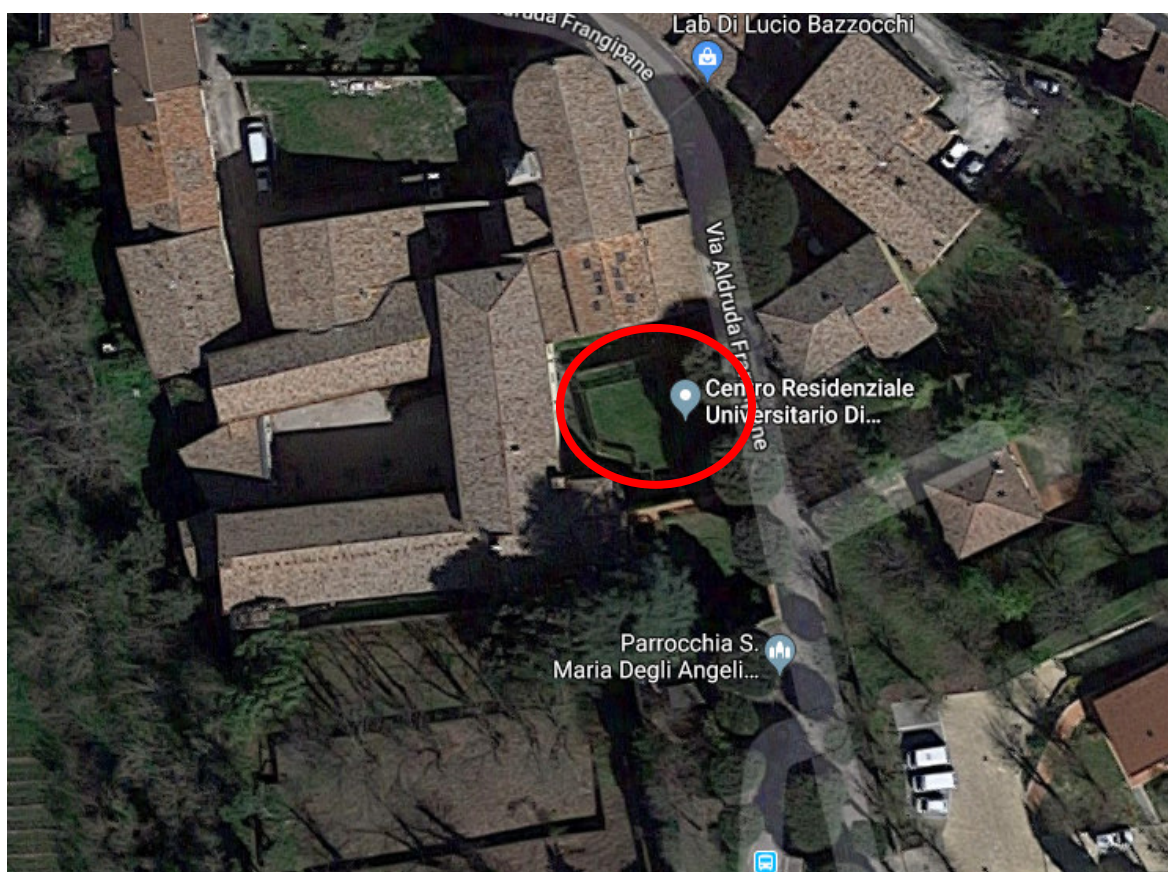
COMMITTENTE: CEUB SOC COOP. A.R.L.

ALMA MATER STUDIORUM UNIVERSITA' DI BOLOGNA

TECNICO: Ing. *GIANNI BANDINI*, Via Carlo Pisacane, 18 – Forlì tel: 0543.33113 – e-mail gbandini@libero.it – c.f. BNDGNN51R24D704R

COLLABORATORE: Ing. *MARCO MARGOTTI*, Via Carlo Pisacane, 18 Forlì tel: 0543.33113 – e-mail mrqmarco79@gmail.com – c.f. MRGMRC79R03D704M

RELAZIONE FOTOGRAFICA



Zona d'intervento



Scorcio corte interna



Posizione passerella 2 con finestra da trasformare in porta finestra



Scannafosso con porzione di muro con cedimento



Posizione passerella 1

Forlì, 11/03/2019

Il calcolatore e direttore dei lavori
Ing. Gianni Bandini

Prot. 8c39-rel-cal / Testi 2019

OGGETTO: REALIZZAZIONE PASSERELLE PER USCITE DI SICUREZZA – EX SEMINARIO VESCOVILE SEDE DEL CEUB DI BERTINORO

COMMITTENTE: CEUB SOC COOP. A.R.L.

ALMA MATER STUDIORUM UNIVERSITA' DI BOLOGNA

TECNICO: Ing. *GIANNI BANDINI*, Via Carlo Pisacane, 18 – Forlì tel: 0543.33113 – e-mail gbandini@libero.it – c.f. BNDGNN51R24D704R

COLLABORATORE: Ing. *MARCO MARGOTTI*, Via Carlo Pisacane, 18 Forlì tel: 0543.33113 – e-mail mrqmarco79@gmail.com – c.f. MRGMRC79R03D704M

PIANO MANUTENZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI REALIZZATE

La committenza è tenuta all'individuazione della figura professionale addetta al controllo di quanto indicato nel seguente piano di manutenzione.

Si deve tenere comunque conto che alcune piccole cavillature sono normale conseguenza dell'assestamento e non un segnale di dissesti statici.

Al fine di una corretta manutenzione deve essere effettuata una estesa relazione fotografica alla fine dei lavori.

- 1) Si deve effettuare un controllo dello stato fessurativo e deformativo delle nuove strutture misurabile dalla variazione delle distanze fra punti di riferimento – CONTROLLO BIENNALE;
- 2) Gli elementi strutturali non devono essere manomessi in alcun modo pena la loro stabilità. E' vietata l'apertura di fori di qualsiasi genere. – CONTROLLO ANNUALE;
- 3) Verificare che non vi sia la presenza di carichi anomali o superiori a quelli di progetto e/o previsti da normativa – CONTROLLO ANNUALE
- 4) A livello delle fondazioni deve essere verificata l'assenza di anomale crepe o fessurazioni nella pavimentazioni accompagnate da irregolarità o

deformazione di piano che indichino cedimenti del terreno – CONTROLLO BIENNALE

- 5) Deve essere verificata la corretta regimazione delle acque – CONTROLLO BIENNALE
- 6) Deve essere verificato che non si formino ristagni di acqua sull'assito in particolare in corrispondenza delle teste delle viti che devono essere a vista. – CONTROLLO ANNUALE
- 7) Deve essere controllata l'eventuale pèresenza di fenomeni di ossidazione nelle strutture metalliche esposte agli agenti atmosferici in particolare in corrispondenza dei collegamenti – CONTROLLO BIENNALE.
- 8) Per i calcestruzzi esposti all'aria deve essere verificata la consistenza del copriferro, verificando eventuali distacchi e/o rigonfimenti che indichino presenza di corrosione nelle armature. Deve inoltre essere verificata la conservazione delle eventuali vernici protettive – CONTROLLO BIENNALE.

Le presenti raccomandazioni costituiscono una sintesi delle principali operazioni di controllo che è tenuta a effettuare il fruitore delle opere, con esplicito riferimento alle strutture in modo da realizzare un documento breve e facilmente consultabile. Per maggiori dettagli si rimanda al piano di manutenzione completo dell'opera a cura del progettista generale.

Forlì, 11/03/2019

Il calcolatore e direttore dei lavori
Ing. Gianni Bandini

Prot. 8c39-rel-cal / Testi 2019

**OGGETTO: REALIZZAZIONE PASSERELLE PER USCITE DI SICUREZZA – EX
SEMINARIO VESCOVILE SEDE DEL CEUB DI BERTINORO**

COMMITTENTE: CEUB SOC COOP. A.R.L.

ALMA MATER STUDIORUM UNIVERSITA' DI BOLOGNA

TECNICO: Ing. *GIANNI BANDINI*, Via Carlo Pisacane, 18 – Forlì tel: 0543.33113 – e-mail gbandini@libero.it – c.f. BNDGNN51R24D704R

COLLABORATORE: Ing. *MARCO MARGOTTI*, Via Carlo Pisacane, 18 Forlì tel: 0543.33113 – e-mail mrqmarco79@gmail.com – c.f. MRGMRC79R03D704M

RELAZIONE SUI MATERIALI

Nel progetto e nella verifica degli elementi strutturali si sono considerati i seguenti materiali (si veda anche capitolo 11 NTC 17/01/2018):

CALCESTRUZZO:

Classe di esposizione: XC3

Classe di resistenza: C28/35

Dimensione massima dell'inerte: 20 mm

Slump S4 – Rapporto a/c < 0.55

ACCIAIO PER ARMATURE:

acciaio per cemento armato B450C : Fyk 450 N/mmq

tensione caratteristica di rottura : Ftk 540 N/mmq

allungamento (Agt)k 7.5%

ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

Acciaio S 275 JR

Fyk 275 N/mmq per t≤40mm

Ftk 430 N/mmq per t≤40mm

ACCIAIO PER BULLONERIA E BARRE FILETTATE

Acciaio zincato classe 8.8

Fyk 649 N/mmq

Ftk 800 N/mmq

Forlì, 11/03/2019

Il calcolatore e direttore dei lavori

Ing. Gianni Bandini

**OGGETTO: REALIZZAZIONE PASSERELLE PER USCITE DI SICUREZZA – EX
SEMINARIO VESCOVILE SEDE DEL CEUB DI BERTINORO**

COMMITTENTE: CEUB SOC COOP. A.R.L.

ALMA MATER STUDIORUM UNIVERSITA' DI BOLOGNA

TECNICO: *Ing. GIANNI BANDINI, Via Carlo Pisacane, 18 – Forlì tel: 0543.33113 – e-mail gbandini@libero.it – c.f. BNDGNN51R24D704R*

COLLABORATORE: *Ing. MARCO MARGOTTI, Via Carlo Pisacane, 18 Forlì tel: 0543.33113 – e-mail mrgmarco79@gmail.com – c.f. MRGMRC79R03D704M*

Relazione Geologica

Dichiaro che in relazione alla tipologia d'intervento, visti i modesti carichi, ed in base alla conoscenza del sito in esame, non si è ritenuto necessario redigere alcuna relazione geologica. Si rimanda a quanto contenuto in relazione geotecnica.

Forlì, 11/03/2019

Il calcolatore e direttore dei lavori
Ing. Gianni Bandini

Prot. 8c39-rel-cal / Testi 2019

**OGGETTO: REALIZZAZIONE PASSERELLE PER USCITE DI SICUREZZA – EX
SEMINARIO VESCOVILE SEDE DEL CEUB DI BERTINORO**

COMMITTENTE: CEUB SOC COOP. A.R.L.

ALMA MATER STUDIORUM UNIVERSITA' DI BOLOGNA

TECNICO: *Ing. GIANNI BANDINI, Via Carlo Pisacane, 18 – Forlì tel: 0543.33113 – e-mail gbandini@libero.it – c.f. BNDGNN51R24D704R*

COLLABORATORE: *Ing. MARCO MARGOTTI, Via Carlo Pisacane, 18 Forlì tel: 0543.33113 – e-mail mrqmarco79@gmail.com – c.f. MRGMRC79R03D704M*

Relazione sulla modellazione sismica

Dichiaro che la relazione sulla modellazione sismica è parte integrante della relazione di calcolo.

Forlì, 11/03/2019

Il calcolatore e direttore dei lavori

Ing. Gianni Bandini

Prot. 8c39-rel-cal / Testi 2019

**OGGETTO: REALIZZAZIONE PASSERELLE PER USCITE DI SICUREZZA – EX
SEMINARIO VESCOVILE SEDE DEL CEUB DI BERTINORO**

COMMITTENTE: CEUB SOC COOP. A.R.L.

ALMA MATER STUDIORUM UNIVERSITA' DI BOLOGNA

TECNICO: *Ing. GIANNI BANDINI, Via Carlo Pisacane, 18 – Forlì tel: 0543.33113 – e-mail gbandini@libero.it – c.f. BNDGNN51R24D704R*

COLLABORATORE: *Ing. MARCO MARGOTTI, Via Carlo Pisacane, 18 Forlì tel: 0543.33113 – e-mail mrgmarco79@gmail.com – c.f. MRGMRC79R03D704M*

Valutazione della sicurezza

Dichiaro che la relazione di valutazione della sicurezza è parte integrante della relazione di calcolo.

Forlì, 11/03/2019

Il calcolatore e direttore dei lavori

Ing. Gianni Bandini

Prot. 8c39-rel-cal / Testi 2019

**OGGETTO: REALIZZAZIONE PASSERELLE PER USCITE DI SICUREZZA – EX
SEMINARIO VESCOVILE SEDE DEL CEUB DI BERTINORO**

COMMITTENTE: CEUB SOC COOP. A.R.L.

ALMA MATER STUDIORUM UNIVERSITA' DI BOLOGNA

TECNICO: *Ing. GIANNI BANDINI, Via Carlo Pisacane, 18 – Forlì tel: 0543.33113 – e-mail gbandini@libero.it – c.f. BNDGNN51R24D704R*

COLLABORATORE: *Ing. MARCO MARGOTTI, Via Carlo Pisacane, 18 Forlì tel: 0543.33113 – e-mail mrqmarco79@gmail.com – c.f. MRGMRC79R03D704M*

Rilievo Geometrico Strutturale

Dichiaro che il rilievo geometrico strutturale è parte integrante delle tavole del progetto esecutivo.

Forlì, 11/03/2019

Il calculatore e direttore dei lavori

Ing. Gianni Bandini

OGGETTO: REALIZZAZIONE PASSERELLE PER USCITE DI SICUREZZA – EX SEMINARIO VESCOVILE SEDE DEL CEUB DI BERTINORO

COMMITTENTE: CEUB SOC COOP. A.R.L.

ALMA MATER STUDIORUM UNIVERSITA' DI BOLOGNA

TECNICO: Ing. *GIANNI BANDINI*, Via Carlo Pisacane, 18 – Forlì tel: 0543.33113 – e-mail gbandini@libero.it – c.f. BNDGNN51R24D704R

COLLABORATORE: Ing. *MARCO MARGOTTI*, Via Carlo Pisacane, 18 Forlì tel: 0543.33113 – e-mail mrqmarco79@gmail.com – c.f. MRGMRC79R03D704M

RELAZIONE TECNICA INTEGRATIVA

A seguito della richiesta del 04/06/2019 mediante PEC, si apportano, alla pratica sismica **90 IDSIS 7165 del 03/04/2019**, le seguenti integrazioni:

Punto 1)

- In relazione di calcolo era già presente l'indicazione della massima deformata in combinazione SLE rara.

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

Secondo il paragrafo 4.2.4.2.2 Tabella 4.2.XII il limite di deformabilità $\delta_{\text{max}}/L < 1/250$ per solai in genere.

$$L = 6.40 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{max}}/L = 1.62/640 = 1/395 - \text{verificato}$$

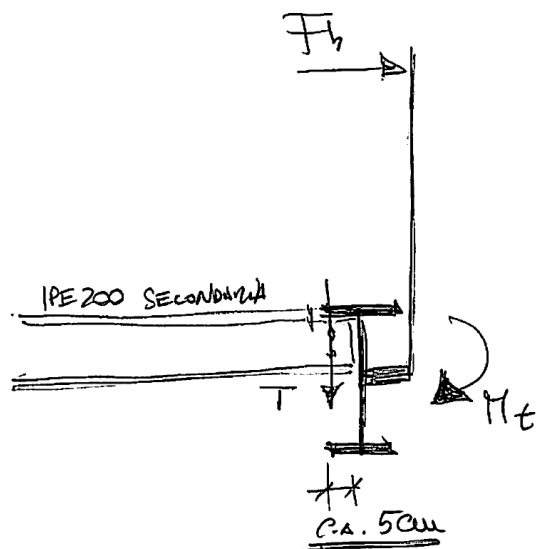
Per la passerella 2 $\delta_{\text{tot}} = 1.31 \text{ cm}$

$$L = 5.20 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{max}}/L = 1.31/520 = 1/396 - \text{verificato}$$

- La verifica di instabilità flesso – torsionale è stata condotta come desumibile nella colonna svergolamento delle tabelle riassuntive delle verifiche delle aste. (pag. 23 e 32 della relazione di calcolo);

Si effettua la verifica torsionale della trave di bordo secondo il seguente schema.



Caratteristiche inerziali IPE 270 kgm

$$Z_x = 484 \text{ cmc}$$

$$e = 1.02 \text{ (spessore ala)}$$

$$J_t = 15.95 \text{ cm}^4$$

$$M_t = 270 \text{ kgm}$$

Dall'analisi statica dell'impalcato si determina il momento flettente associato alla combinazione di carico con folla compatta 400 kg/mq.

$$M = 4200 \text{ kgm}$$

$$T = 975 \text{ kg}$$

$$M_t = 270 \text{ kgm}$$

$$M_d = 270 \text{ kgm} - 975 \cdot 0.05 = 222 \text{ kgm}$$

$$\sigma_x = M_x / Z_x = 420000 / 484 = 867 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = M_t \cdot e / J_t = 22200 \cdot 1.02 / 15.95 = 1419 \text{ kg/cm}^2$$

Criterio di verifica secondo paragrafo 4.2.4.1.2

$$\sigma_x^2 + 3 \tau^2 < f_{yk} / \gamma_{M0}^2 \quad (2750 / 1.05 = 2619)$$

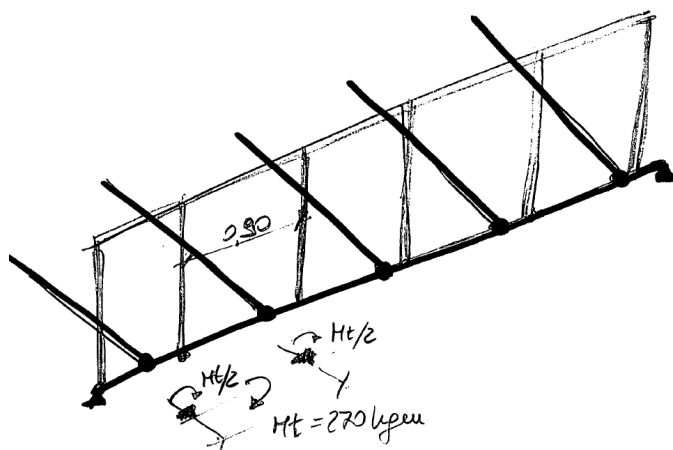
Che può essere anche messo sotto radice (criterio di Von Mises)

$$\sigma_{id} = 2606 < 2619 \text{ kgm verificato}$$

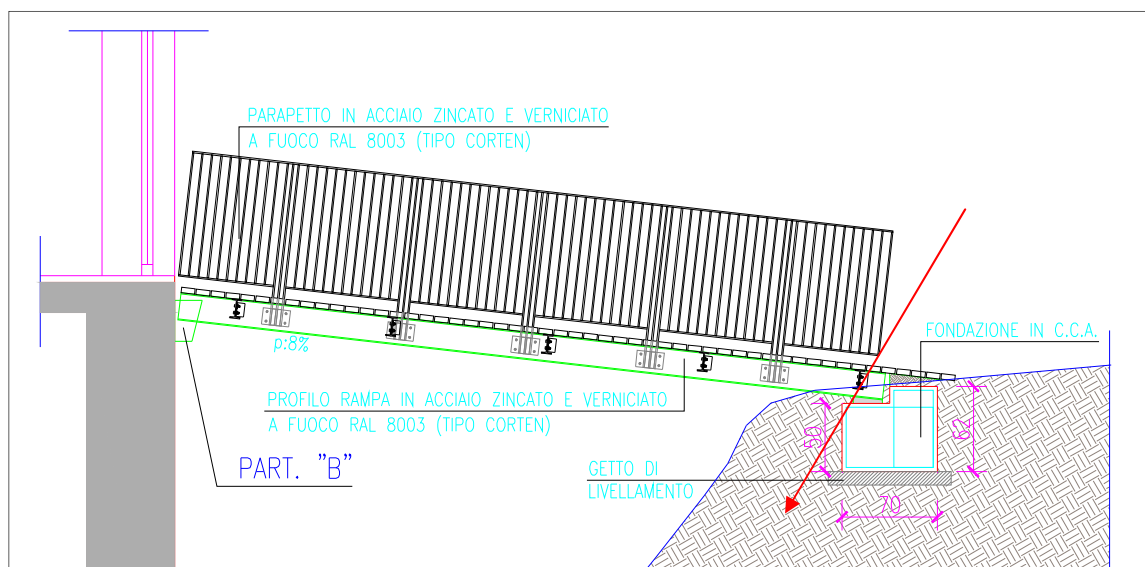
La verifica risulterebbe soddisfatta sebbene di poco. Per la passerella 2 diversamente la verifica non risulta soddisfatta pertanto si è ritenuto inserire per entrambe un traverso

intermedio per bloccare la rotazione della trave sul suo asse come da esecutivi aggiornati e sostitutivi delle tavole iniziali.

In questo modo l'azione torsionale assume il seguente schema in quanto per ogni campitura insiste un solo montante e quindi l'azione è dimezzata.



Si omette la verifica per la passerella 1 in quanto già verificata nella configurazione attuale. Per la passerella 2 si ha che la porzione di trave più sollecitata torsionalmente è quella in prossimità dell'appoggio (circa a 70-80 cm dall'appoggio) come si vede dal seguente prospetto in quanto i montanti in mezzzeria della trave sono in corrispondenza delle travi secondarie.



Pertanto per la passerella secondaria si ha:

$$Z_x = 221 \text{ cmc}$$

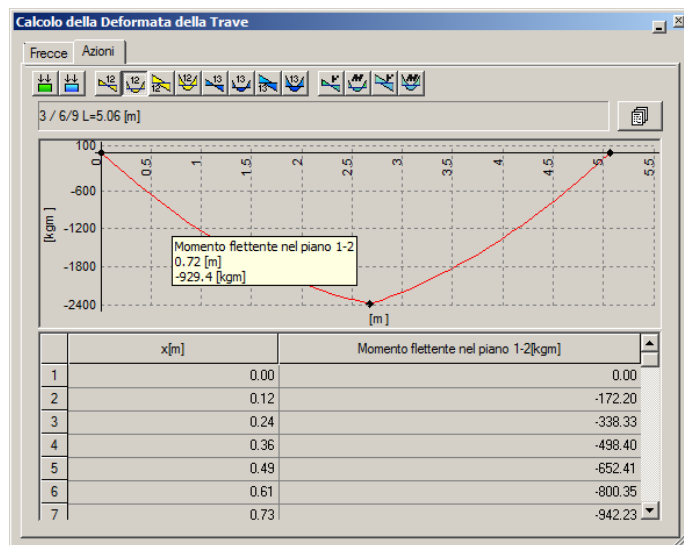
$$e = 0.85 \text{ (spessore ala)}$$

$$J_t = 6.98 \text{ cm}^4$$

$M_t = 135 \text{ kgm}$

Dall'analisi statica dell'impalcato si determina il momento flettente associato alla combinazione di carico con folla compatta 400 kg/mq .

$M = 900 \text{ kgm}$



$T = 450 \text{ kg}$

$M_t = 135 \text{ kgm}$

$M_d = 135 \text{ kgm} - 500 \cdot 0.05 = 110 \text{ kgm}$

$\sigma_x = M_x / Z_x = 90000 / 221 = 407 \text{ kg/cm}^2$

$\tau = M_t e / J_t = 11000 \cdot 0.85 / 6.98 = 1340 \text{ kg/cm}^2$

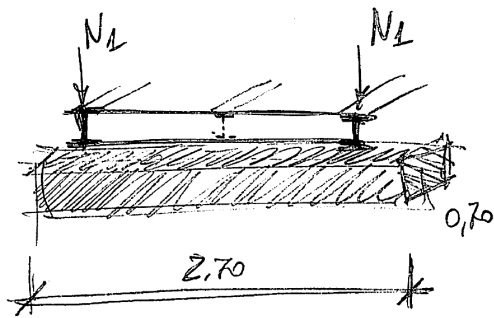
Criterio di verifica secondo paragrafo 4.2.4.1.2

$\sigma_x^2 + 3 \tau^2 < f_{yk} / \gamma_{M0}^2$ ($2750 / 1.05 = 2619$)

Che può essere anche messo sotto radice (criterio di Von Mises)

$\sigma_{id} = 2356 < 2619 \text{ kgm verificato}$

- Si determina la tensione di contatto terreno fondazione considerando le reazioni vincolari degli appoggi distribuiti in modo uniforme sul terreno data la rigidezza della trave di fondazione.



$N_1 = 2305 \text{ kg}$

Biella Dal nodo 11 al nodo 3 sezione 1

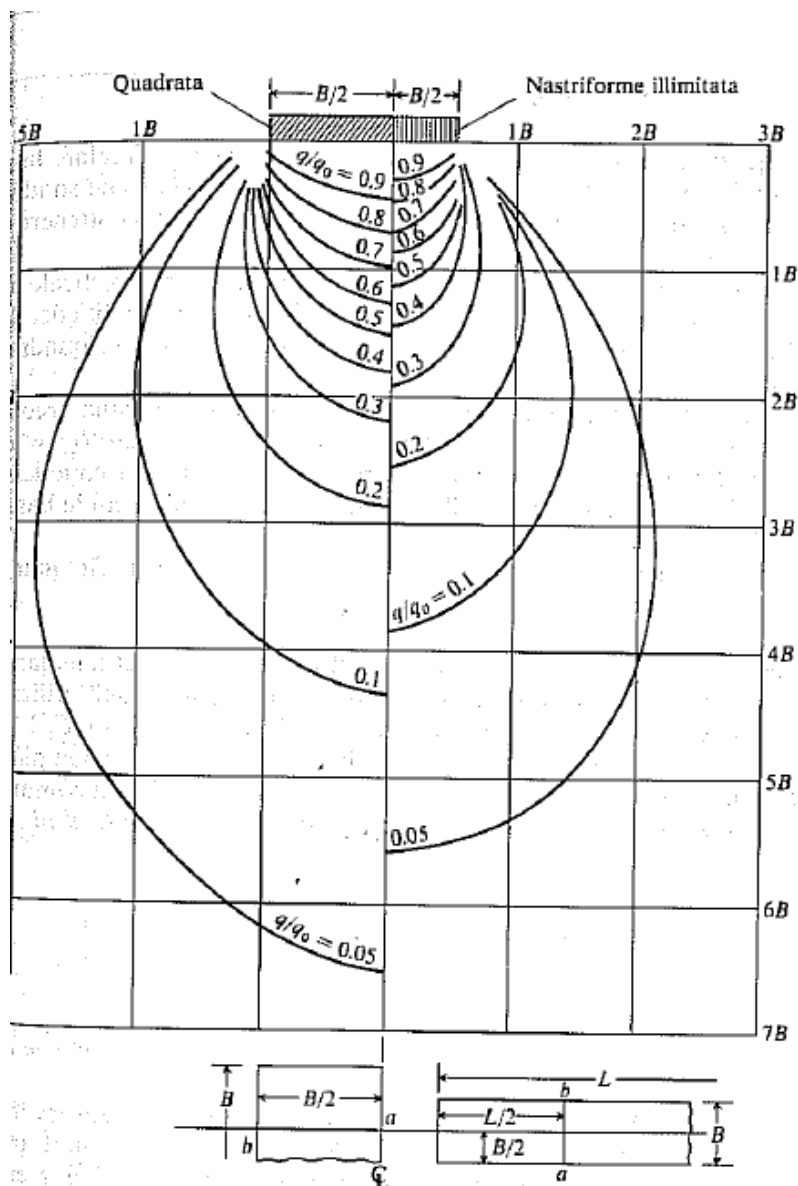
	Comb.	Nodo	N [kg]	T 1-2 [kg]	T-13 [kg]
1	1	11	2152.2	0.0	0.0
2		3	-2152.1	0.0	0.0
3	2	11	1924.4	0.0	0.0
4		3	-1924.3	0.0	0.0
5	3	11	2304.1	0.0	0.0
6		3	-2304.0	0.0	0.0
7	4	11	1476.4	0.0	0.0
8		3	-1476.3	0.0	0.0
9	5	11	1324.5	0.0	0.0
10		3	-1324.4	0.0	0.0
11	6	11	1020.7	0.0	0.0
12		3	-1020.6	0.0	0.0

$N_{\text{tot}} = 4610 \text{ kg}$

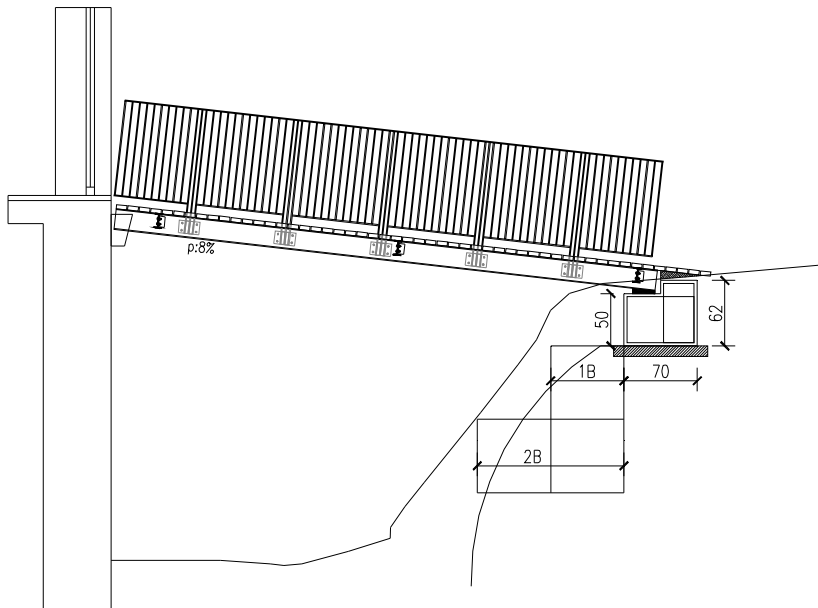
$\sigma_t = 4610 / (70 * 270) = 0.25 \text{ kg/cm}^2$

Si tratta di un incremento modestissimo approfondito a circa 1.00 m e sufficientemente distante dal bordo del pendio circa 80-100 cm.

Relativamente alle tensioni tangenziali si verifica secondo il bulbo delle pressioni di Boussinesq per fondazioni nastriformi, che non vi sia interferenza con il profilo del pendio.

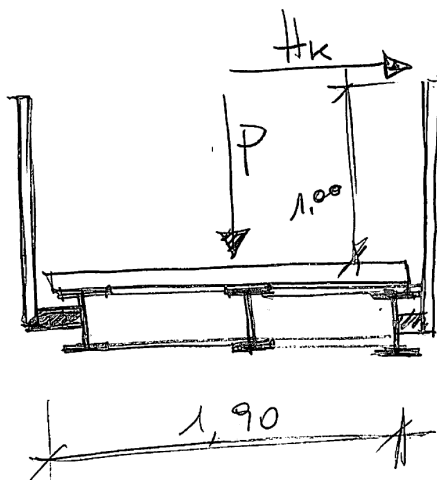


5 Linee isostatiche della pressione verticale ottenute sulla base dell'equazione di Boussinesq per fondazioni quadrate e nastriformi (illimitate). I risultati sono applicabili solo lungo la linea ab che va dal centro al bordo della fondazione.



Anche per la linea isostatica di $q/q_0 = 0.05$ non si ha interferenza con il pendio.
Pertanto la soluzione proposta si ritiene corretta.

- Verifica di stabilità globale. Nella verifica globale si assume che per avere la massima spinta vi sia in contemporanea il massimo carico sulla passerella.



$$H = 200 \times 1.50 = 300 \text{ kg/m}$$

$$M_d = 300 \times 1.00 = 300 \text{ kgm/m}$$

$$P = 400 \text{ kg/mq} \times 1.90 \times \gamma_Q = 684 \text{ kg}$$

$$M_r = 684 \times 0.95 \text{ m} = 650 \text{ kgm/m}$$

$$S_r = 300 / 650 = 0.46 < 1 \text{ verificato}$$

Poiché per la tabella 2.6.I non è possibile considerare il contributo stabilizzante dei carichi variabili si predispongono in entrambi gli appoggi dei bulloni per assorbire la coppia stabilizzante.

Azione di trazione sul bullone: M_d / b

$$M_d = M_d(ml) \times L/2 = 300 \text{ kgm} \times 5 / 2 = 750 \text{ kgm}$$

$$\pm N = 750 / 1.90 \text{ m} = 395 \text{ kg}$$

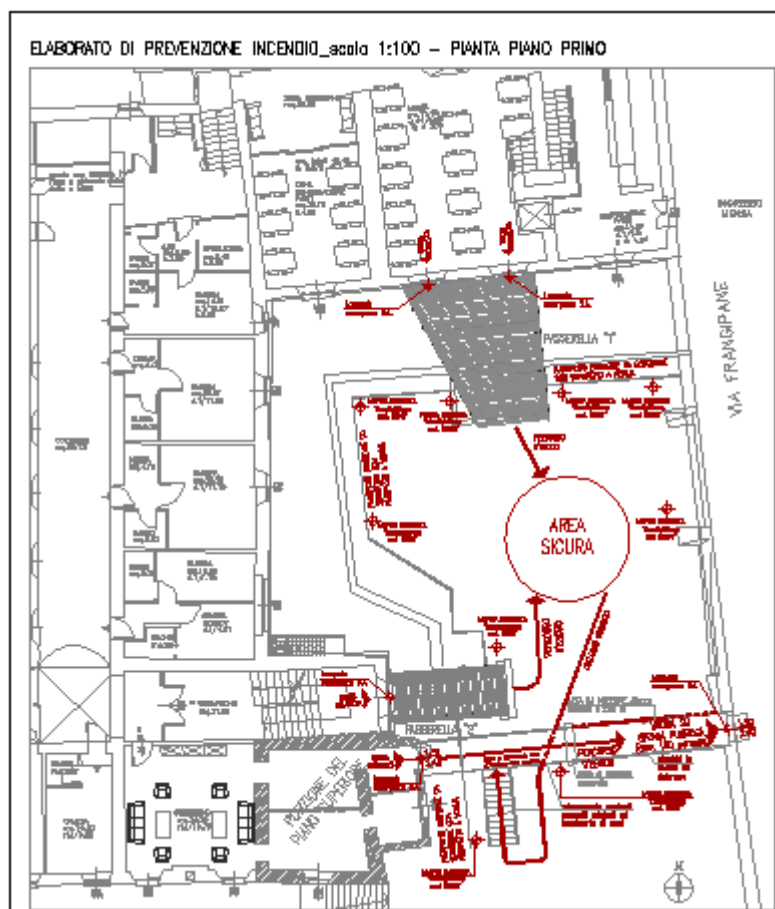
Il collegamento con piastre e fondazione avviene con barre M16. In corrispondenza dell'appoggio lato terrapieno il nodo è assolato per consentire lo scorrimento in condizioni sismiche.

$$\text{Verifica barra a trazione: } N_r = 0.90 f_{tk} A_{res} / 1.25 = 0.9 \times 8000 \times 1.57 / 1.25 = 9043 \text{ kg}$$

Valore ampiamente verificato.

Punto 2)

- Si specifica che l'area di punto di raccolta temporaneo è ubicata lontano al centro del cortile in quanto l'uscita di sicurezza verso il luogo sicuro è la passerella esistente che porta alla pubblica via come indicato nel presente layout di prevenzione incendi. Si premette che il progetto di prevenzione incendi è basato su un massimo affollamento di 100 persone e pertanto tutti i calcoli statici e dinamici effettuati sulle passerelle e sui parapetti sono assolutamente cautelativi rispetto all'effettivo affollamento. La superficie della corte interessata è pari a circa 250 mq, (circa 0.40 p/mq).



Inoltre la distanza del parapetto sullo scannafosso è distante circa 1.00 m e la distanza è tale che l'incremento di carico non influisce sulla spinta del terreno anche in relazione all'effettivo affollamento. Pertanto si ritiene che il calcolo effettuato sia già a favore di sicurezza.

- La muratura del muro è in blocchi di pietra a spacco e grosse pietre di fiume con buona tessitura anche in virtù della presenza di listature in mattoni. La muratura può essere classificata ai sensi della Tabella C8.5.I come pietre a spacco buona tessitura.

$f_m = 2.60 \text{ N/mm}^2$ - $\gamma_m = 2100 \text{ kg/mc}$.

La grossa problematica che portato al collasso è stata la disgregazione del manufatto dovuta alla mancata manutenzione e soprattutto alle infiltrazioni. Le nervature che sono previste servono soprattutto per mantenere la solidità e l'unità degli elementi lapidei.

- Si è aggiornato il foglio di calcolo con il coefficiente $\beta_m = 0.38 \times 1.5 = 0.57$ per la verifica a ribaltamento e utilizzando $\beta_m = 0.38$ per le restanti verifiche. Il coefficiente γ_r era già pari ad 1.2 nel foglio di calcolo (pag. 99) e la dicitura di pag. 95 è da considerarsi un refuso.

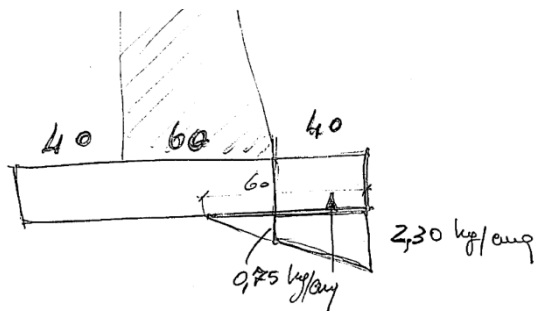
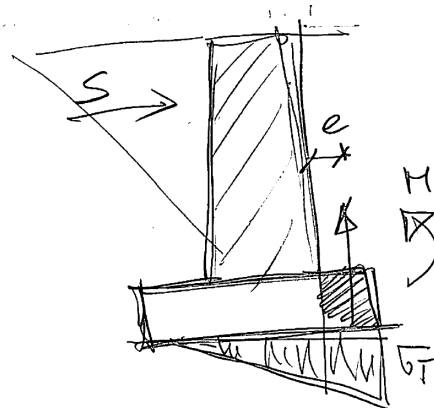
Si allega il calcolo aggiornato.

azione sismica per verifica ribaltamento									
Kh =	$\beta_m \text{ amax/g}$								
$\beta_s =$	0.57	amplificato del 50%							
ag	0.23								
F0	2.4								
Ss	1.17								
St	1.2								
amax	0.32292								
Kh =	0.1840644								
kv=	0.0920322								
calcolo coefficiente spinta attiva mononobe okabe									
				calcoli per teta+	quadrato		calcoli per teta-		quadrato
alfa	90			sen(alfa +fi - teta)	0.903091	0.815574	sen(alfa +fi - teta)	0.91678	0.840485
fi	35			cos teta	0.986091		cos teta	0.980064	
				sen alfa	1	1	sen alfa	1	1
delta	0			sen alfa - delta -teta	0.986091		sen alfa - delta -teta	0.980064	
epsilon	0			sen fi+delta	0.573576		sen fi+delta	0.573576	
				sen fi-eps-teta	0.429449		sen fi-eps-teta	0.399393	
teta +	0.1669827	9.567402		sen alfa - delta -teta	0.986091		sen alfa - delta -teta	0.980064	
teta -	0.2000108	11.45978		sen alfa + eps	1		sen alfa + eps	1	
					1.499796			1.483469	
ka + =	0.3728763				2.249389			2.20068	
ka - =	0.3976162								
S+	3298.2629								
S-	2924.284								
dimensioni soletta									
B	1.4	$\gamma =$	2500	peso terreno retrostante					
h	0.25	$\gamma G =$	1	H =	3	$\gamma =$	1800		
profondità	1	P =	875	B =	0.4	$\gamma G =$	0.9		
distanza punto rotazione			0.7	prof	1	P	1944		
dimensioni muro									
s	0.6	$\gamma =$	2100	P tot =	6599	per incremento sismico			
h	3	$\gamma G =$	1	P tot =	3780				
profondità	1	P =	3780						
distanza punto rotazione			0.7						
incremento spinta									
Sint	Kh x Ptot	695.7634							
verifica a ribaltamento sisma incrementata 50%									
posizione spinta:	H/3		1	S max	3298.263				
posizione incremento	H/2		1.5	S int	695.7634				
$\gamma R =$	1								
M rib =	4341.9081								
M stab =	5591.3	Sr	0.776547	verificato					

Stato limite Salvaguardia della Vita SLV									
azione sismica									
Kh =	$\beta_m a_{max}/g$								
$\beta_s =$	0.38								
ag	0.23								
F0	2.4								
Ss	1.17								
St	1.2								
amax	0.32292								
Kh =	0.1227096								
kv=	0.0613548								
calcolo coefficiente spinta attiva mononobe okabe									
				calcoli per teta+		quadrato		calcoli per teta-	
alfa	90			sen(alfa +fi - teta)	0.879607	0.773709		sen(alfa +fi - teta)	0.886592
fi	35			cos teta	0.993383			cos teta	0.991563
				sen alfa	1	1		sen alfa	1
delta	0			sen alfa - delta -teta	0.993383			sen alfa - delta -teta	0.991563
epsilon	0			sen fi+delta	0.573576			sen fi+delta	0.573576
				sen fi-eps-teta	0.475701			sen fi-eps-teta	0.462552
teta +	0.1151049	6.595028		sen alfa - delta -teta	0.993383			sen alfa - delta -teta	0.991563
teta -	0.1299933	7.44807		sen alfa + eps	1			sen alfa + eps	1
					1.524088				1.517268
ka +=	0.3375393				2.322844				2.302104
ka -=	0.347282								
S+	2901.8167								
S-	2640.3943								
dimensioni soletta									
B	1.4	$\gamma =$	2500	peso terreno retrostante					
h	0.25	$\gamma G =$	1	H =	3	$\gamma =$	1800		
profondità	1	P =	875	B =	0.4	$\gamma G =$	0.9		
distanza punto rotazione			0.7	prof	1	P	1944		
dimensioni muro									
s	0.6	$\gamma =$	2100	P tot =	6599				
h	3	$\gamma G =$	1	P tot =	3780	per incremento sismico			
profondità	1	P =	3780						
distanza punto rotazione			0.7						

verifica a schiacciamento sismica					
calcolo della tensione di contatto					
U = (Mstab - M rib) / (P+Sv)		0.302125			
e = B/2 - u		0.397875			
B/6 =		0.233333			
σ t =		2(P+Sv)/(3 100 * u)		1.456132 per e>B/6	
σ t =		(P + Sv)/100*B (1+6e/B)		1.275106 per e<B/6	
σ t =		1.4561324			
carico limite		2			
Res terreno		1.666667		γR= 1.2	
Sr		0.8736794		verificato	
Verifica a scorrimento sismica					
γR=		1			
fi terreno fondazione		35			
f - coeff attrito		0.61		tan fi	
P =		6599			
F stab		P x f 4025.39			
F instab =		Sa + S int 3365.659			
Sr =		0.8361076		verificato	
verifica a ribaltamento statica					
posizione spinta:		H/3		1	
posizione incremeto		H/2		1.5	
γR=		1.15			
M rib =		2195.0194		S stat 2195.019	
M stab =		4862		Sr 0.451464 verificato	
verifica a schiacciamento statica					
calcolo della tensione di contatto					
U = (Mstab - M rib) / (P+Sv)		0.404149			
e = B/2 - u		0.295851			
B/6 =		0.233333			
σ t =		2(P+Sv)/(3 100 * u)		1.088542 per U>B/6	
σ t =		(P + Sv)/100*B (1+6e/B)		1.069006 per U<B/6	
σ t =		1.0885419			
carico limite		2			
Res. Terreno		1.428571		γR= 1.4	
Sr		0.7619793		verificato	
Verifica a scorrimento statica					
γR=		1.1			
fi terreno fondazione		35			
f - coeff attrito		0.6		tan fi	
P =		6599			
F stab		P x f 3599.455			
F instab =		Sa 2195.019			
Sr =		0.60982		verificato	

- Così come indicato in relazione di calcolo si è ritenuto di nervare il muro di sostegno non per resistere alle azioni di spinta del terreno ma solo per garantire protezione contro eventuali effetti di dilavamento a lungo termine e per rendere più solido e compatto il muro che è del tipo a gravità. Un'eventuale verifica di resistenza può essere condotta sulla soletta di fondazione sollecitata secondo il seguente schema.



$$R = (2.30 + 0.75) \times 40 / 2 = 61 \text{ kg/cm}$$

$$L \text{ sbalzo} = 40 \text{ cm}$$

$$M = 61 \times 100 \times 2/3 \times 40 = 162600 \text{ kgcm} = 1626 \text{ kgm}$$

Verifica sezione 100x20cm armata con staffe $\phi 8/20''$

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Simica Normativa: NTC 2008 2

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2.51	22
2	2.51	3

Tipo Sezione
☒ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} 0 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
E _{su}	67.5 %	E _{c2}	2 %
f _{yd}	391.3 N/mm²	E _{cu}	3.5 %
E _s	200,000 N/mm²	f _{cd}	14.17 %
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
E _{syd}	1.957 %	C _{c,adm}	9.75
C _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.6
		τ _{c1}	1.829

M_{xRd} 23.15 kNm

σ_c -14.17 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ε_c 3.5 ‰

ε_s 41.62 ‰

d 22 cm

x 1.706 x/d 0.07756

δ 0.7

M_{rd} = 2315 kgm

S_r = 1626 / 2315 = 0.70 < 1 verificato

- Si allega verifica di stabilità condotta con software per muri di sostegno che si è anche utilizzato per validare i fogli di calcolo autoprodotti.

Dati Input

Geometria

Per ogni sezione di muro del presente progetto vengono di seguito definite tutte le caratteristiche geometriche, sia in elevazione che in fondazione e quelle del terreno sia a valle che a monte.

Per una maggiore immediatezza nella individuazione della geometria, questa viene definita graficamente mediante il disegno della sezione del muro.

Dati Geometria Muro 1

Elevazione

Altezza Parete Muro [cm]	300
Spessore muro in testa [cm]	60
Pendenza Parete Esterna [%]	0
Pendenza Parete Interna [%]	0

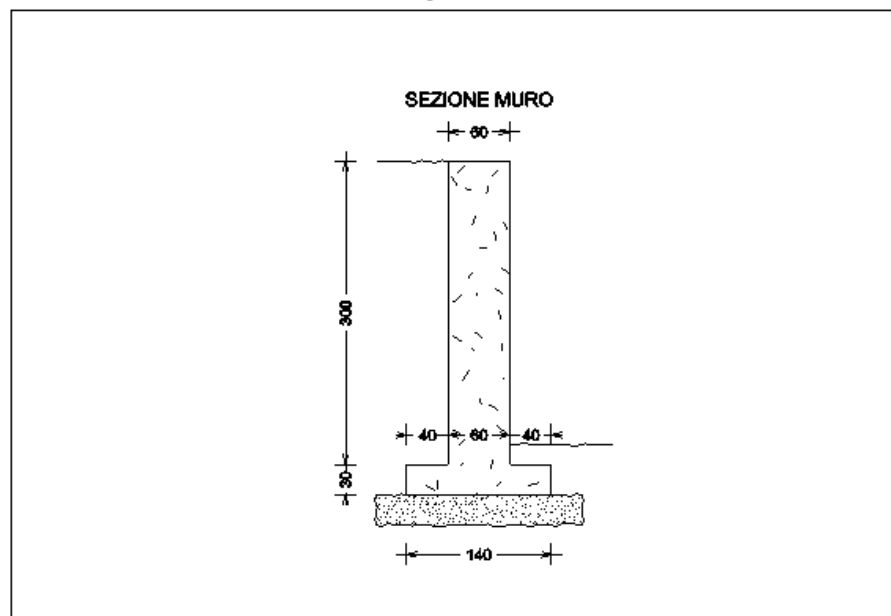
Fondazione

Larghezza Fondazione [cm]	140
Altezza Mensola Esterna Fondazione [cm]	30
Altezza Mensola Interna Fondazione [cm]	30
Larghezza Mensola Esterna Fondazione [cm]	40
Larghezza Mensola Interna Fondazione [cm]	40
Profondità Mensola Esterna Fondazione [cm]	50
Spessore Strato Magrone [cm]	30

Terreno

Angolo di Inclinazione Terreno a Monte [grd]	0
Lunghezza Tratto Inclinato a Monte [cm]	20
Angolo di Inclinazione Terreno a Valle [grd]	0
Altezza Falda [cm]	0

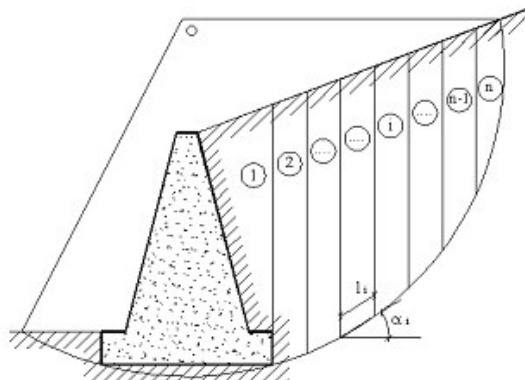
Disegno Muro 1



Verifica stabilità globale

Si prevede, inoltre, la verifica alla stabilità globale dell'opera. Con tale verifica, si determina il grado di sicurezza sia del manufatto, sia del terreno, nei confronti di possibili scorrimenti lungo superfici di rottura passanti al di sotto del piano di appoggio del muro.

La verifica, effettuata ricorrendo ai metodi di calcolo della stabilità dei pendii, consiste nel ricercare, tra le possibili superfici di rottura, quella che presenta il minor coefficiente di sicurezza e nel confrontare, quindi, le resistenze e le azioni sollecitanti lungo tale superficie. Secondo questi metodi è necessario ipotizzare una superficie di scorrimento del terreno di forma qualsiasi, passante al di sotto del muro e valutare, rispetto al generico polo, i momenti instabilizzanti, generati dalle forze peso, ed i momenti resistenti, generati dalle reazioni del terreno.



Tale verifica risulta soddisfatta se la resistenza al taglio risulta maggiore o al più uguale al taglio sollecitante lungo la linea di scorrimento ipotizzata, avendo posto:

$$R_d = (1/\gamma_R) \cdot [\sum (c \delta_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i \delta_i) \tan \phi)]$$

$$S_d = \sum W_i \sin \alpha_i$$

dove:

- γ_R = Coefficiente parziale sulle resistenze per la verifica alla stabilità globale
- c = Coesione del terreno
- δ_i = Larghezza del concio elementare
- W_i = Peso del concio elementare
- α_i = Inclinazione della base del concio
- u_i = Pressione idrostatica sul concio
- ϕ = Angolo di attrito interno del terreno

Sotto l'ipotesi di terreno retrostante e sovrastante il muro con piano di campagna minore di 10 gradi, si può ritenere che la superficie di rottura sia circolare e cilindrica e passi per il punto in basso a sinistra della fondazione.

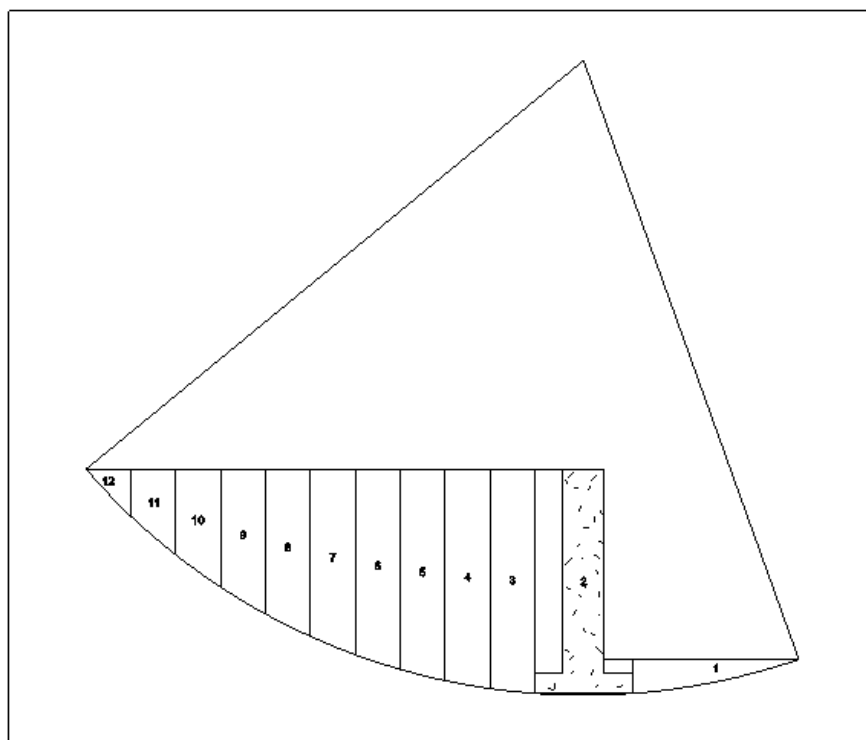
Muro 1**Dati Generali Pendio**

Numero dei conci	12
Larghezza dei conci [m]	0.64
Raggio cerchio critico [m]	9.33
Lunghezza arco cerchio critico [m]	8.10

Descrizione	GEO	S+	S-
Resistenza al taglio disponibile [daN]	95190	104709	104709
Resistenza al taglio mobilitata [daN]	8274	8274	8274
Coeff. sicurezza Equilibrio Globale	11.50	12.65	12.65

Tabella Valori

Concio N.	H [m]	β [m]	c/β [daN/m]	Wl [daN]	α [grd]	Ni [daN]	hw [m]	Ui [daN]	Ti [daN]	Si [daN]
1	0.25	1.91	15255	988	-15.20	932	0.00	0	871	-253
2	3.30	1.40	11199	7488	0.00	7488	0.00	0	5393	0
3	3.32	0.65	5165	3747	6.28	3724	0.00	0	2088	410
4	3.11	0.65	5217	3639	10.27	3581	0.00	0	2006	648
5	2.88	0.66	5298	3478	14.31	3370	0.00	0	1887	859
6	2.62	0.68	5411	3260	18.42	3093	0.00	0	1732	1030
7	2.33	0.70	5562	2982	22.63	2753	0.00	0	1542	1147
8	2.01	0.72	5760	2640	26.97	2353	0.00	0	1318	1197
9	1.67	0.75	6020	2225	31.49	1897	0.00	0	1083	1162
10	1.29	0.80	6365	1728	36.24	1393	0.00	0	780	1021
11	0.89	0.85	6833	1132	41.30	850	0.00	0	476	747
12	0.46	0.94	7498	415	46.79	284	0.00	0	159	302



WALLS ©CopyRight 1986-2008 - S.I.S. Software Ingegneria Strutturale - S.N.: 0:0535

Coefficiente di sicurezza globale minimo: 11.50 > 1 - verificato

- Si allega tabella riassuntiva delle verifiche condotte

Tabella Riassuntiva										
	Spinte	Ribaltamento			Schiacciamento			Scorrimento		
		β_m	γ_r	S_r	β_m	γ_r	S_r	β_m	γ_r	S_r
SLU	2195.019		1.15	0.451464		1.4	0.761979		1.1	0.60982
SLV	2901.817	0.57	1	0.776547	0.38	1.2	0.836108	0.38	1	0.873679
SLD	2561.289	0.71	1	0.594826	0.47	1.2	0.65586	0.47	1	0.698249

- La gerarchia delle resistenze, come desumibile dalla tabella riassuntiva è garantita in quanto il coefficiente di sicurezza di ribaltamento è conservativo rispetto a schiacciamento e scorrimento. Pertanto l'attivazione dei meccanismi è secondo quest'ordine: Scorrimento, schiacciamento, ribaltamento. Dalla precedente verifica si desume che la stabilità globale presenta coefficienti molto conservativi.

Punto 3)

- Il muro di sostegno e il vano tecnico sono fra loro giuntati. Le nervature del muro di sostegno non risultano collegate alla struttura del vano tecnico e pertanto possono deformarsi liberamente. Anche costruttivamente saranno realizzati in due momenti distinti e pertanto non si avranno interazioni significative.
- Per carichi provenienti dalla passerella si veda lo schema a pagina 48 dove è riportata graficamente la reazione vincolare della passerella (carico caratteristico). Si riporta la toolbox con indicati i valori numerici e le combinazioni di carico.

Nodo numero: 349 [Solaio 1]

	Condizione	Px [kg]	Py [kg]	Pz [kg]	Mx [kgm]	My [kgm]	Mz [kgm]
1	5	0.0	0.0	-3191.0	0.0	0.0	0.0
2	6	0.0	0.0	-1868.0	0.0	0.0	0.0
3							
4							
5							
6							
7							
8							
9							
10							
11							
12							
13							

Applica

Definizione del calcolo

Tipo di analisi: Analisi Statica e Dinamica Modale con Condensazione di Piano

Normativa di riferimento: Stati Limite T.U. 2019

☐ Eseguo il controllo degli elementi a comportamento plastico ☐ Eseguo il calcolo E-Defl

☒ Tieni conto dell'eccentricità degli assi baricentrici ☐ Salva le azioni correlative ai modi di vibrazione

☐ Considera la riduzione della capacità fessuranti/lesionali delle sezioni delimitate

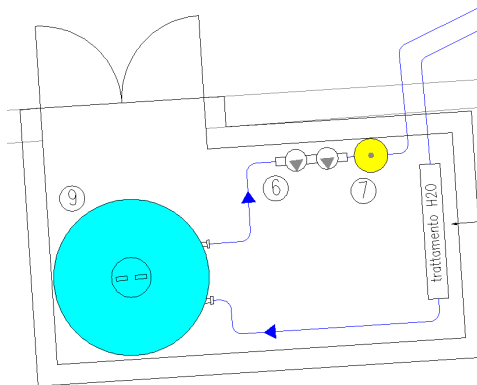
Combinazione di carico di riferimento per il calcolo delle azioni assiali nell'analisi di Buckling:

Combinazione	Condizioni di Carico	Tipologia	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
1	coltella	G - Permanenti	1.000	1.000	1.000
2	terreno	G - Permanenti	1.000	1.000	1.000
3	peso proprio	G - Permanenti	1.000	1.000	1.000
4	Neve	Q - Variabili	0.500	0.200	0.000
5	passerella rara	Q - Variabili	1.000	1.000	1.000
6	passerella quasi permanente	G - Permanenti	1.000	1.000	1.000

☒ Sovrascrivimi sempre il commento alle condizioni di carico statiche.

< Indietro Avanti > Annulla

- La riserva idrica di acqua è una cisterna appoggiata all'interno del vano avente capacità di 2100 lt. Per 2100 kg come da seguente schema del progetto idraulico.



Si è trascurato il carico in quanto modesto in rapporto alla superficie anche parziale della platea e stabilizzante rispetto al carico eccentrico delle passerelle.

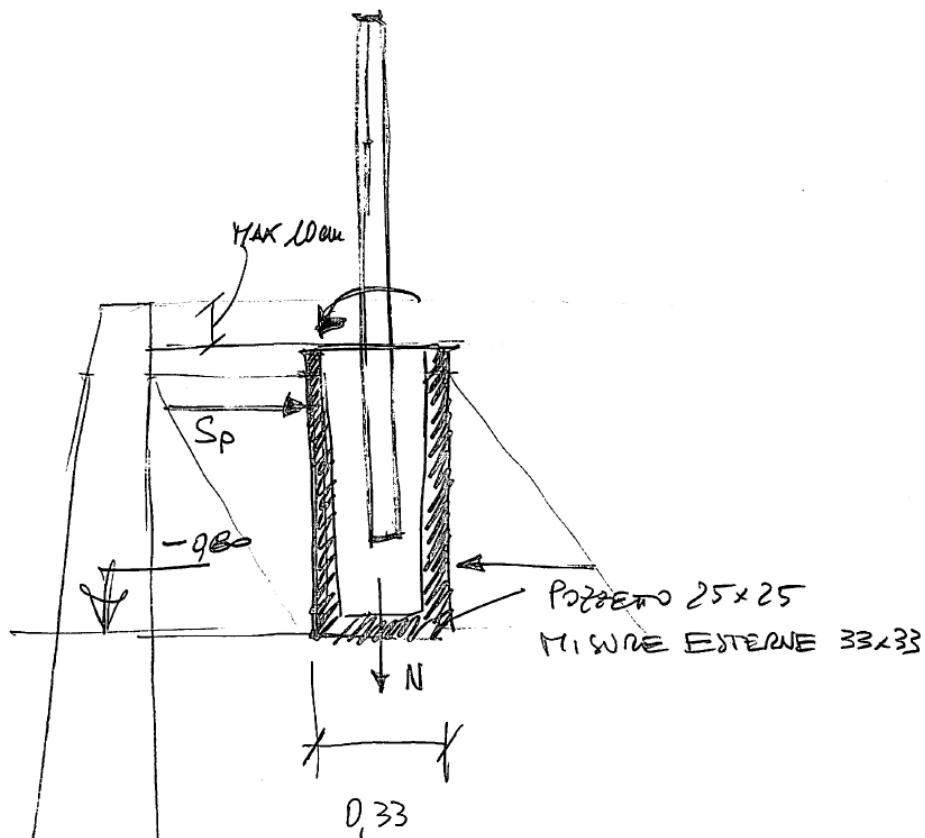
Punto 4)

La verifica del parapetto metallico è già presente in relazione in quanto uguale a quella del parapetto della passerella.

Occorre verificare la stabilità globale con il seguente schema dove entra in gioco la resistenza passiva del terreno per la profondità di circa 0.80 m del plinto.

Interasse 0.90 m circa

$M_d = 270 \text{ kgm}$



Calcolo spinta passiva

		dati terreno								
						cos e	1	cos 2 e	1	
altezza scavo	h=	0.8 m		valori fattorizzati	cos f	0.819152	cos 2 f	0.67101		
peso specifico	$\gamma =$	1800 kg/mc								
angolo di attrito	$\phi =$	35 °	35		tan fi'	0.700208	tan fi'/coeff		0.700208	
inclinazione pendio	$\varepsilon =$	0 °					tan-1		0.610865	
coesione	c =	0	0							
coeff M2 ϕ		1								
coeff M2 coesione		1								
calcolo coefficiente di spinta attiva										
$\lambda_p =$	5.3765217		sp	7742.191						
Sp =	3096.8765		sp fatt.	7742.191						
componente orizzontale		L - larghezza		0.4						
So	3096.8765		sp	1238.751						

$$Sp = 1238$$

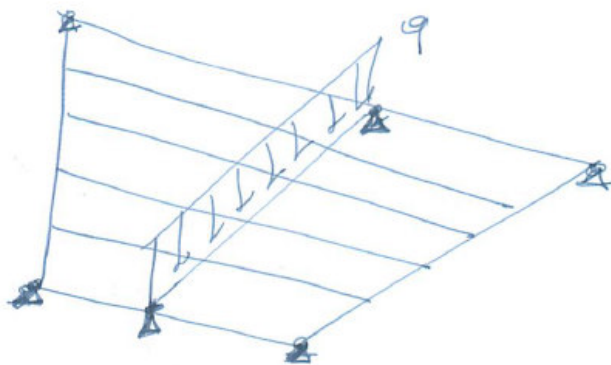
$$Mr = Sp \times h/3 + N \times 0.33/2 = 1238 \times 0.8/3 + 190 \text{ kg} \times 0.33/2 = 363 \text{ kgm} > 270 \text{ kgm}$$

verificato

Giudizio motivato di accettabilità

Si allega scansione di calcolo manuale svolto per la passerella.

I fogli di calcolo per il muro di sostegno sono autoprodotti e ogni calcolo è stato validato.



$$q_{SLV} = 50 \text{ kg/m}^2 \times 1.30 + 400 \times 1.5 + 120 \times 975 \\ = 755 \text{ kg/m}^2$$

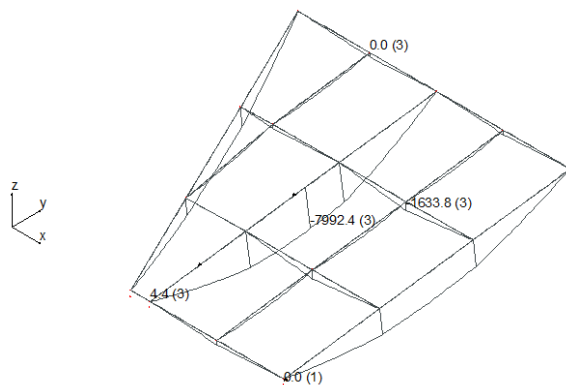
interazione d'influenza $\approx 2.20 \text{ m}$

$$q = 755 \times 2.20 = 1661 \text{ kg/m}$$

$$M = 1661 \times \frac{6.40^2}{8} = 7725 \text{ kgm}$$

M da calcolo manuale = 7725 kgm

M da software = 7992 kgm



Forlì, 10/06/2019

I progettista strutturale

Ing. Gianni Bandini