

FONDO EUROPEO DI SVILUPPO REGIONALE BASILICATA



MATERA 2019 CAPITALE EUROPEA DELLA CULTURA



COMMITTENTE



FERROVIE APPULO LUCANE
Corso Italia nr. 8
70123 Bari

STAZIONE MATERA CENTRALE

RISTRUTTURAZIONE EDILIZIA ED
ADEGUAMENTO TECNOLOGICO

PROGETTO ARCHITETTONICO

BOERI
STEFANO
BOERI
ARCHITETTI

Stefano Boeri Architetti
via Gaetano Donizetti, 4
20122 Milano
t +39 0255014101
f +39 0236769185



PROGETTO STRUTTURE



SCE Project
viale Sarca, 336/f
20126 Milano
t +39 0270006530
f +39 0271091187

PROGETTO IMPIANTI



ESA Engineering
Foro Buonaparte 76
20121 Milano
t +39 0289151638
f +39 0559029994

COST ANALYSIS



Global Assistance Development S.r.l.
Via M. Quadrio 12
20154 Milano
t +39 0229005672
f +39 0265560517

emissione 16.04.2018

livello

PROGETTO ESECUTIVO

elaborato

STATO DI PROGETTO
RELAZIONE DI CALCOLO

commessa

A - MTR

scala

-

formato

A4

n. tavola

PE_S 10 100

1806 – Matera S. Centrale

Relazione di calcolo

Commissa: 1806					
Codice Documento: 1806 Relazione di calcolo.docx			Nome File: 1806 Relazione di calcolo.docx		
Emissione	Data	Descrizione	Redatto	Controllo	Approvazione
0	Apr. 2018				
A					
B					
C					

INDICE

1	INTRODUZIONE	4
1.1	ESCRIZIONE DELLE STRUTTURE	5
1.1.1	CARATTERISTICHE GENERALI	5
1.1.2	CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE DELL'EDIFICIO	13
1.1.3	LIVELLI DI CONFIDENZA E FATTORI DI CONOSCENZA	14
2	NORMATIVE E RIFERIMENTI DI PROGETTO	16
2.1	NOTE GENERALI	16
2.2	NORMATIVA NAZIONALE	16
2.3	NORMATIVA INTERNAZIONALE	17
2.4	RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA	17
3	CRITERI DI PROGETTAZIONE	18
3.1	VERIFICA DELLE STRUTTURE	18
3.2	STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	18
3.3	STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	18
3.4	VITA NOMINALE	18
3.5	CLASSE D'USO	19
3.6	DURABILITA'	19
3.7	RESISTENZA AL FUOCO	19
3.8	COMBINAZIONI DI CARICO	20
4	MATERIALI	21
4.1	CALCESTRUZZO ESISTENTE	21
4.2	ACCIAIO PER STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO ESISTENTI	22
4.3	CALCESTRUZZO NUOVE STRUTTURE	22
4.4	ACCIAIO PER NUOVE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO	24
4.5	ACCIAIO PER STRUTTURE IN CARPENTERIA METALLICA	24
4.6	ACCIAIO PER PIOLI	25
5	CARICHI	26
5.1	CARICHI VERTICALI	26
5.1.1	PESI PROPRI DELLE STRUTTURE (G1)	26
5.1.2	CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2) E ACCIDENTALI (Q)	26
5.1.3	CARICO NEVE	28
5.2	CARICHI ORIZZONTALI	29
5.2.1	AZIONE DEL VENTO	29
5.2.2	AZIONE SISMICA	31
5.2.3	SPINTA DEL TERRENO	33
5.3	CARICO ECCEZIONALE DA URTO FERROVIARIO	33
6	CRITERI PER ANALISI SISMICA	34
6.1	FATTORE DI STRUTTURA	34
6.2	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SUOLO	34
6.3	SPETTRO DI PROGETTO	35
7	STRATEGIE DI INTERVENTO	36
7.1	INQUADRAMENTO GENERALE	36

8	VERIFICHE.....	37
8.1	VERIFICHE DELL'INTERRATO	37
8.1.1	SOFTWARE	37
8.1.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO.....	38
8.1.3	APPLICAZIONE DEI CARICHI.....	39
8.1.4	VERIFICA A SLV – PRESSIONE SUL TERRENO	40
8.1.5	VERIFICA A SLV – FONDAZIONE ESISTENTE	41
8.1.6	VERIFICA A SLV – FONDAZIONE NUOVA.....	48
8.1.7	VERIFICA A SLU E SLV – SOLETTONE ESISTENTE.....	54
8.1.8	VERIFICA A SLU E SLV – MURI DEL TUNNEL (SPESSORE 70 CM).....	60
8.1.9	VERIFICA A SLU E SLV – MURI DEGLI INTERRATI (SPESSORE 40 CM)	66
8.1.10	VERIFICA A SLV – SETTI	71
8.1	VERIFICHE DELLA SCALA DI EMERGENZA	77
8.1.1	SOFTWARE	77
8.1.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO.....	78
8.1.3	APPLICAZIONE DEI CARICHI.....	79
8.1.4	VERIFICA A SLV – FLESSIONE DEL MURO CONTROTERRA DA 40 CM	80
8.1.5	VERIFICA A SLV – TRAZIONE SETTO DA 40 CM	81
8.1.6	VERIFICA A SLV – TAGLIO SETTO DA 40 CM.....	82
8.2	VERIFICHE DELLA STAZIONE FUORI TERRA	83
8.2.1	SOFTWARE	83
8.2.2	DESCRIZIONE DEI MODELLI	84
8.2.3	APPLICAZIONE DEI CARICHI.....	84
8.2.4	VERIFICA A SLE – MASSIMO ABBASSAMENTO U3.....	87
8.2.5	VERIFICA A SLU – FLESSIONE NELLE TRAVI	88
8.2.6	VERIFICA A SLV – SETTI	90
8.2.7	VERIFICA DELLA SEZIONE COMPOSTA	99
8.3	VERIFICHE DELLA PENSILINA	101
8.3.1	SOFTWARE	101
8.3.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO.....	102
8.3.3	ANALISI MODALE	103
8.3.4	DEFORMATE SISMICHE.....	107
8.3.5	VERIFICA A SLE – MASSIMO ABBASSAMENTO VERTICALE	109
8.3.6	VERIFICA A SLU – TRAVE PRINCIPALE REALIZZATA CON PIATTI SALDATI	109
8.3.7	VERIFICA A SLU – COLONNA TUBOLARE	110
8.4	PASSERELLE IN CARPENTERIA METALLICA.....	115
8.4.1	SOFTWARE	115
8.4.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO.....	115
8.4.3	VERIFICHE SLE – DEFORMATA IN COMBINAZIONE RARA.....	116
8.4.4	VERIFICHE SLU DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	116

1 INTRODUZIONE

Il progetto generale di riqualificazione della stazione centrale di Matera include interventi sia al livello interrato che fuori terra nel tunnel centrale e interventi nel tunnel esterno in direzione Matera sud.

Nell'interrato del tunnel principale si prevede: la riqualificazione e l'ampliamento dell'interrato, la rimozione del binario morto, l'allargamento della banchina, il getto di una soletta in calcestruzzo a collegamento dei muri del tunnel principale, il consolidamento strutturale dei muri in c.a. esistenti

Fuori terra si prevede: la demolizione delle strutture esistenti (stazione e scale di emergenza), la costruzione della nuova stazione, la demolizione di parte del solaio esistente del tunnel, la costruzione di una copertura metallica al di sopra di tale foro.

Nel tunnel esterno in direzione Matera sud si prevede la demolizione del muro contro terra esistente di raccordo al cambio di sezione e ivi la realizzazione di un vano scala con scale di emergenza.

1.1 ESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

1.1.1 CARATTERISTICHE GENERALI

La stazione centrale di Matera è sita nella zona centrale della città ed è compresa tra viale Aldo Moro e via Giacomo Matteotti.

La struttura fuori terra si presenta come un parallelepipedo a base rettangolare 30x8 m, per un'area complessiva di circa 180 mq.

L'interrato è costituito da: un tunnel di lunghezza di circa 93 m e luce 12 m, due vani scala, un blocco adibito ai locali tecnici accorpato a uno dei due vani. Il tunnel è costituito da un portale estruso con muri contro terra da spessore di 70 cm e un solettone in CA alleggerito di spessore complessivo pari a 1 m. I travetti di tale solaio sono orditi in direzione ortogonale al tunnel e da progetto hanno un interasse di 100 cm, tuttavia le indagini in sito hanno messo in luce una discrepanza su tale passo, che risulta essere variabile tra i 104 e i 105 cm. Le piante del piano interrato e del fuori terra allo stato di fatto sono riportate nelle figure che seguono (Fig. 1 e 2).

Le strutture esistenti sono realizzate in cemento armato; il progetto prevede l'impiego sia del cemento armato, che dell'acciaio e del vetro per la realizzazione della copertura.

Il progetto prevede la demolizione del blocco fuori terra esistente e la realizzazione di una nuova stazione a pianta rettangolare di dimensioni 40x12.5 m (per un'area complessiva di circa 500 mq) e altezza di circa 7.2 m, diametralmente opposta al tunnel rispetto a quella esistente (lato binario morto).

Si prevede la demolizione di parte del solettone alveolare per realizzare un foro di sezione rettangolare di dimensioni 39.5x10.5 m. All'interno del foro si sviluppa la struttura metallica che ha le fondazioni alla quota dei binari e si sviluppa sin fuori terra, raggiungendo un'altezza massima variabile tra 11.5 e 11.8 m. La struttura metallica porta una copertura in vetro di dimensioni 40x33 m per un'area complessiva di circa 1 440 mq.

All'interrato si conserva il vano scale lato binario in funzione, mentre si prevede nella zona opposta rispetto al tunnel la realizzazione di un vano ascensori e l'ampliamento dei locali in direzione Bari. Per entrambi i vani è prevista la demolizione e il rifacimento delle scale. Gli elementi strutturali esistenti vengono ove possibile conservati: al fine di garantire un corretto comportamento della struttura sotto l'azione sismica, si prevede di rafforzare i setti esistenti (diretti ortogonalmente al tunnel) introducendo ferri aggiuntivi lateralmente e applicando uno strato aggiuntivo di Spritz beton.

All'interrato si prevede l'ampliamento della banchina con rimozione del binario morto e il getto di una soletta in CA di collegamento tra i muri del tunnel, per tutta la lunghezza del tunnel centrale.

Si prevede di alzare il livello del solaio dei locali tecnici lato binario in funzione fino al livello della quota zero.

Alla quota zero vengono inserite due passerelle metalliche che sormontano il foro centrale.

Le piante del piano interrato e del fuori terra allo stato di progetto sono riportate nelle figure che seguono (Fig. 3,4).

Il tunnel ferroviario continua in direzione Bari e direzione Matera sud modificando la propria geometria: si passa dal portale estruso a una struttura scatolare. Alle estremità sono presenti giunti strutturali che permettono di considerare il tunnel interessato dall'intervento indipendente dai due adiacenti.

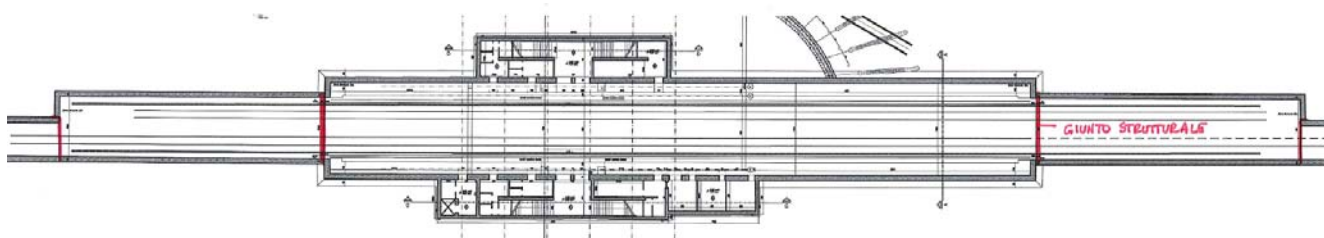


Figura 1-1 - Pianta dell'interrato: giunti strutturali in evidenza

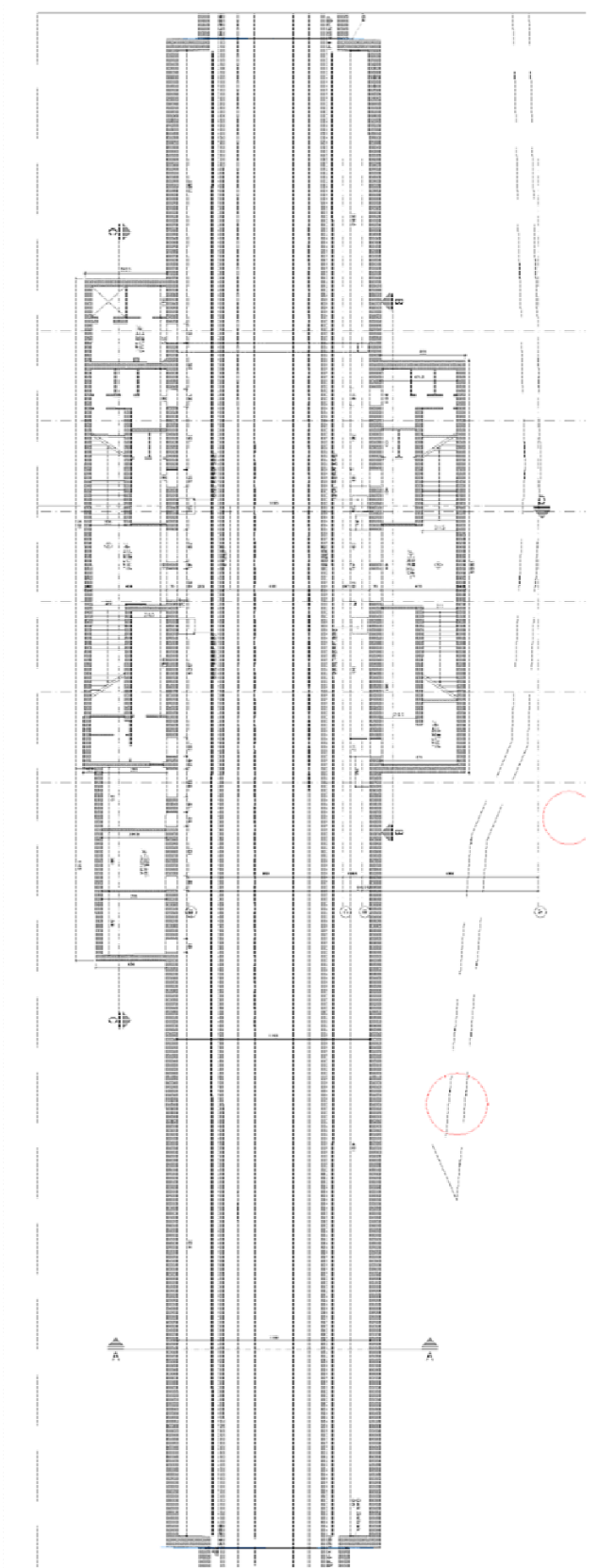


Figura 1-2 - Pianta dell'interrato – Stato di fatto

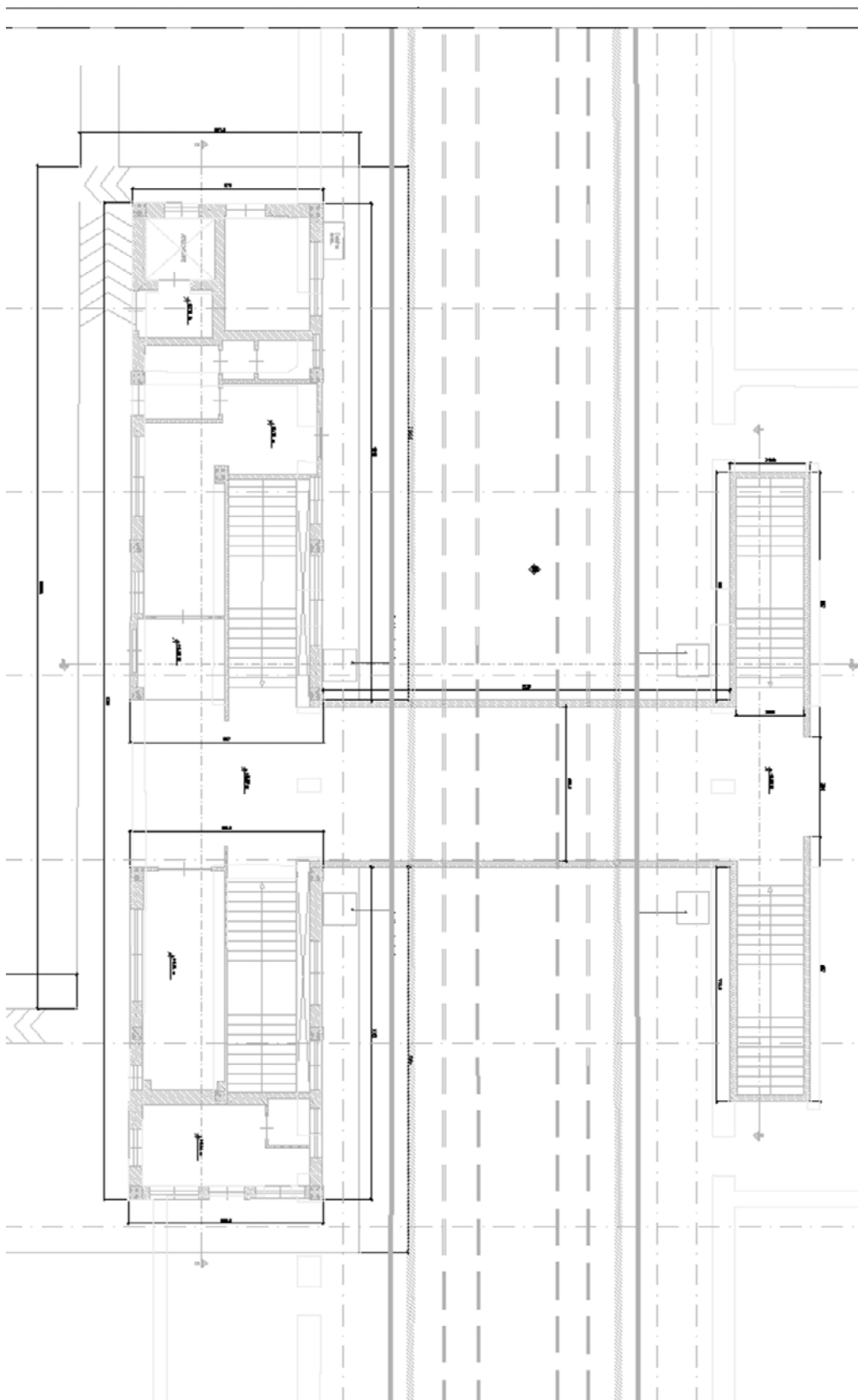


Figura 1-3 - Pianta del fuori terra – Stato di fatto

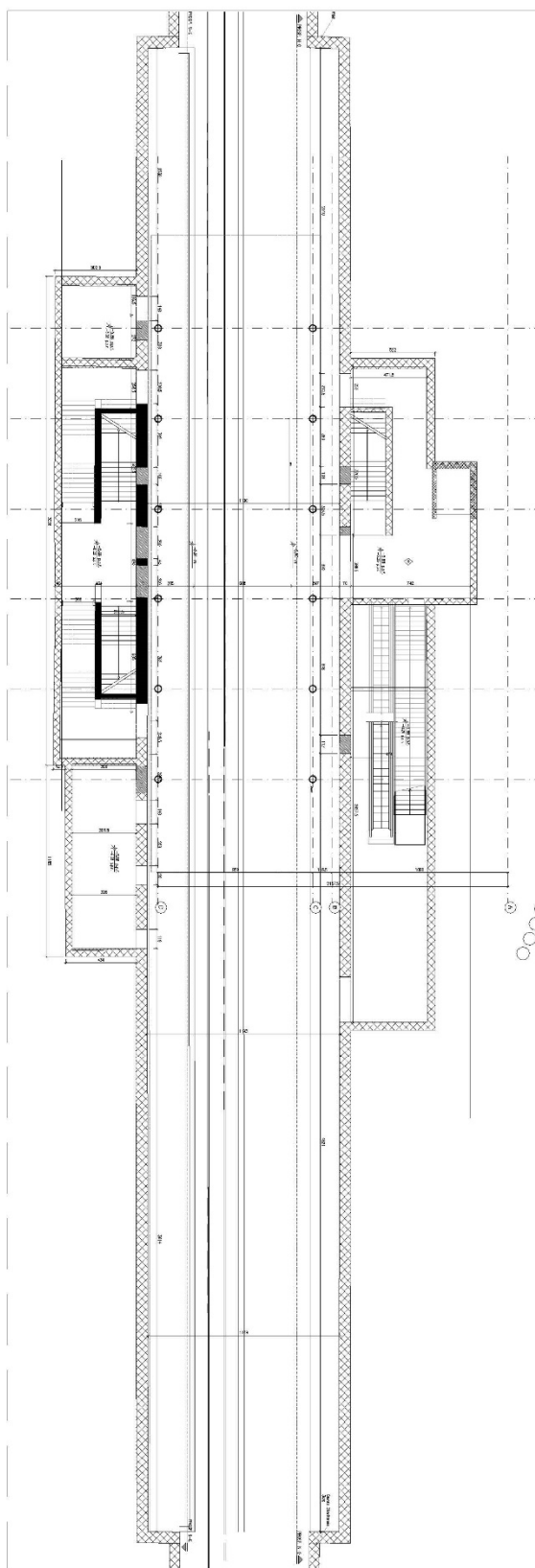


Figura 1-4 - Pianta interrato - stato di progetto

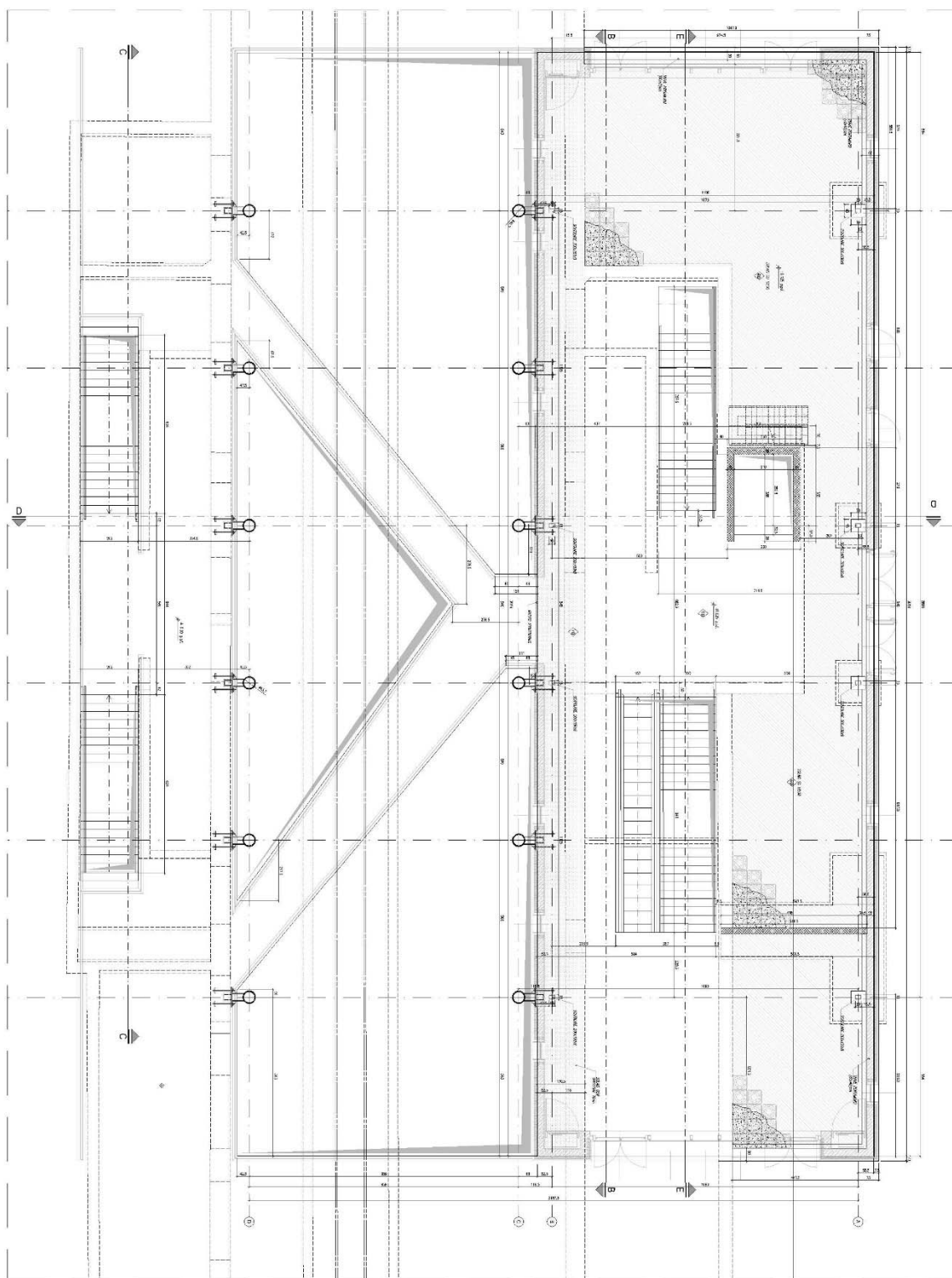


Figura 1-5 - Pianta fuori terra - Stato di progetto

Si riportano di seguito le immagini relative alla sezione CC allo stato di fatto e allo stato di progetto:

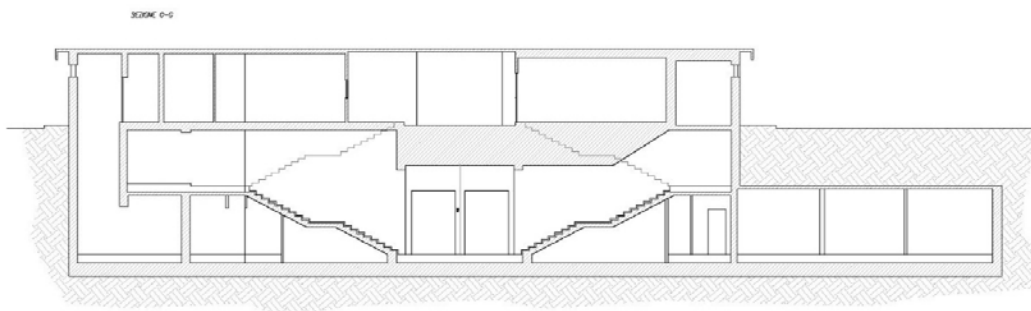


Figura 1-6 - Sezione CC - stato di fatto

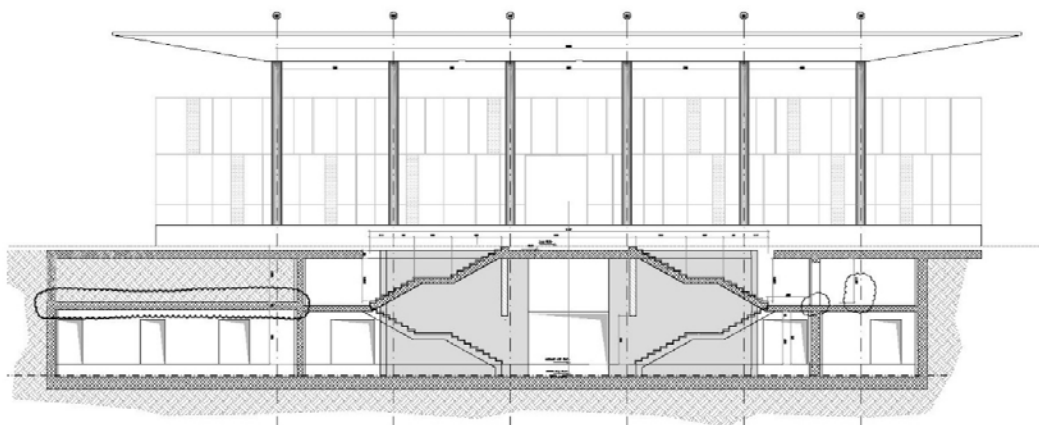


Figura 1-7 - Sezione CC - stato di progetto

Si riportano di seguito le immagini relative alla sezione DD allo stato di fatto di progetto e della sezione AA:

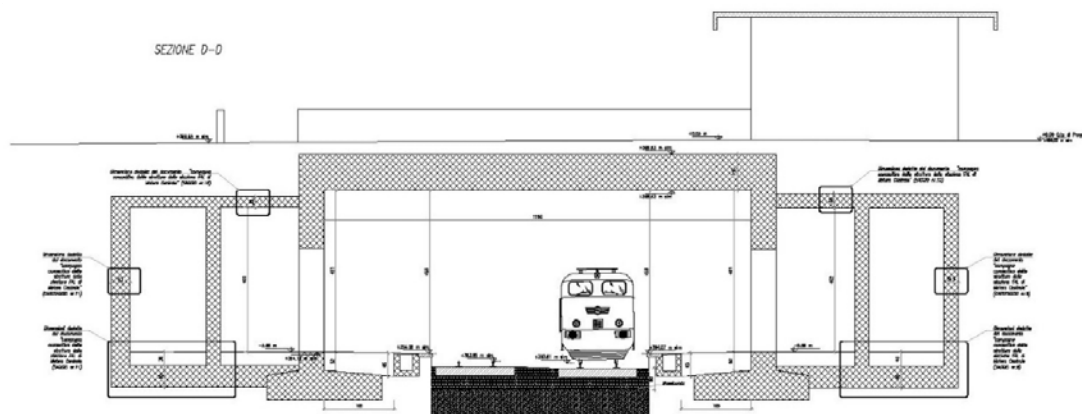


Figura 1-8 - Sezione DD - Stato di fatto

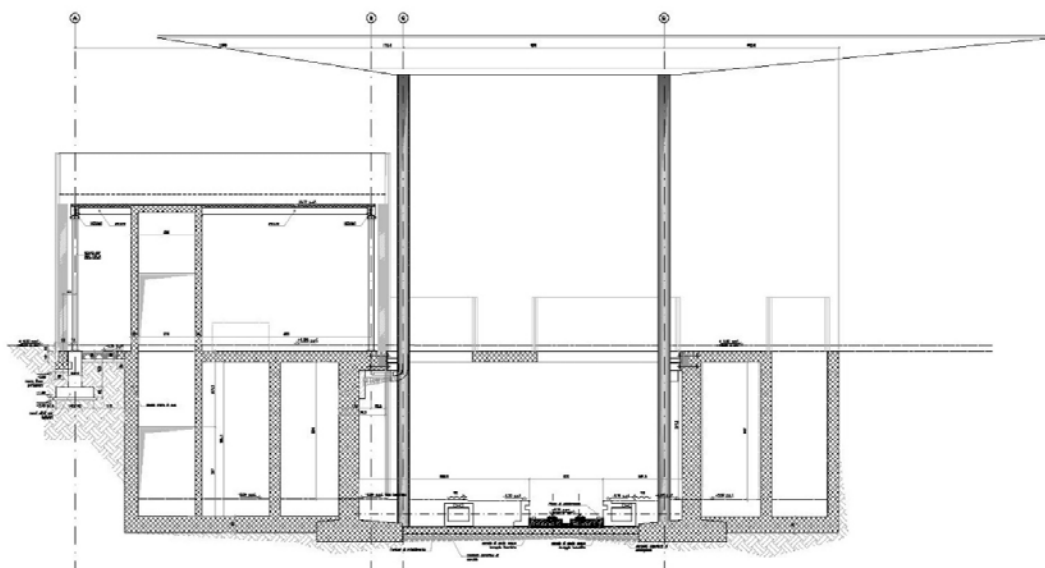


Figura 1-9 - Sezione DD - Stato di progetto

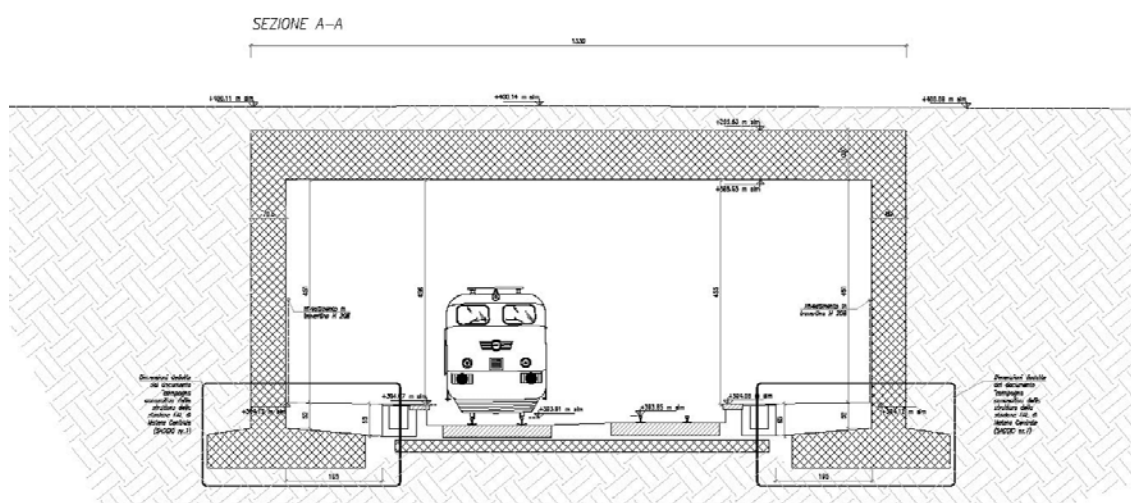


Figura 1-10 - Sezione AA - Stato di fatto

Di seguito si riporta un'immagine del prospetto della stazione in cui sono evidenziati in azzurro i giunti strutturali tra i diversi tunnel.

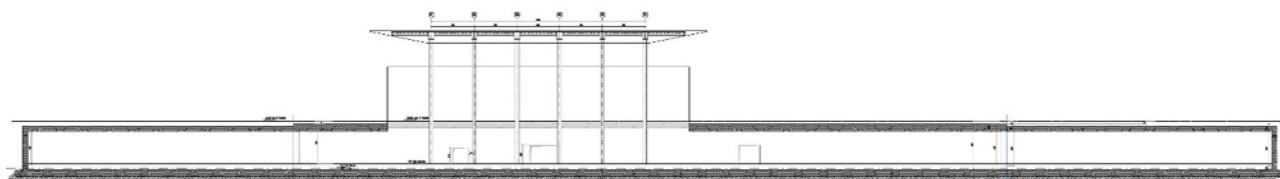


Figura 1-11 - Prospetto Nord-Ovest

1.1.2 CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE DELL'EDIFICIO

Sono state eseguite delle indagini in sito e degli esami di laboratorio volti a definire gli elementi strutturali principali dell'edificio e le resistenze caratteristiche dei materiali e costituenti tali elementi.

In particolare, si fa riferimento ai seguenti documenti:

- [1] FAL-Matera-SAGGI - "Campagna conoscitiva delle strutture della stazione FAL di Matera centrale" a cura dell'Ing. P. Ciammarusti dello studio C.N.C. di Bari di marzo 2018.
- [2] Rapporto di prova DS05/18 febbraio 2018 a cura di Geotest s.r.l.
- [3] Rapporto di prova DS11/18 marzo 2018 a cura di Geotest s.r.l.

In particolare, le analisi si sono concentrate sull'indagine dell'effettiva armatura predisposta all'interno di muri e solaio alleggerito di copertura del tunnel, in raffronto a quanto prescritto dai disegni originali.

Le indagini hanno permesso di definire la presenza dell'armatura longitudinale e trasversale e di caratterizzare le proprietà dell'acciaio e del CLS impiegato.

1.1.3 LIVELLI DI CONFIDENZA E FATTORI DI CONOSCENZA

La conoscenza della costruzione esistente è di fondamentale importanza ai fini della costruzione di un modello di calcolo che ne consenta un'adeguata analisi. Tale conoscenza viene conseguita con diversi livelli di approfondimento in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storico-critica e delle indagini sperimentali eseguite.

In accordo con quanto disposto al punto 8.5.4 delle NTC2018, sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive della struttura, si definiscono i livelli di conoscenza di quest'ultima e di conseguenza i fattori di confidenza.

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive della costruzione in esame, e dettagliatamente descritti nei precedenti paragrafi, la normativa vigente consente di definire un "livello di conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello (geometria, dettagli costruttivi e materiali) e conseguentemente un "fattore di confidenza" da utilizzare come coefficiente parziale di sicurezza funzione della carenza nella conoscenza dei parametri del modello. I fattori di confidenza possono anche essere valutati in modo differenziato per i diversi materiali.

La normativa vigente distingue i seguenti tre livelli di conoscenza e corrispondenti fattori di confidenza:

- Livello di conoscenza LC1 (limitata) con fattore di confidenza $FC = 1.35$
- Livello di conoscenza LC2 (adeguata) con fattore di confidenza $FC = 1.20$
- Livello di conoscenza LC3 (accurata) con fattore di confidenza $FC = 1.00$.

Sulla base delle risultanze di una serie di indagini diagnostiche e strutturali eseguite, riportate nei Rapporti di prova DS05/18 febbraio 2018, DS11/18 marzo 2018, FAL-Matera-SAGGI, le verifiche in situ possono essere considerate estese ed esaustive. Si tratta di verifiche basate su rilievi sistematici di tipo visivo, effettuati ricorrendo a saggi di vario tipo (indagini elettromagnetiche, indagini ultrasoniche, carotaggi, assaggi visivi previa asportazione di intonaci e copriferro), che hanno consentito sia di definire le caratteristiche dei materiali impiegati che di comprendere i dettagli costruttivi relativi alla qualità dei collegamenti tra gli elementi strutturali.

Per conseguire invece un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si è basati, oltre che su verifiche visive in situ, anche su una serie di prove di laboratorio eseguite su campioni di muratura e di calcestruzzo estratti mediante carotaggio, nonché su prove a trazione su barre d'armatura, i cui risultati sono riportati nei Rapporti di Prova sopra elencati.

Il corrispondente fattore di confidenza FC, da utilizzare come ulteriore coefficiente parziale, è pari a 1.00 (rif. Tabella C8A.1.2 della [8]).

Tabella C8A.1.2 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

2 NORMATIVE E RIFERIMENTI DI PROGETTO

2.1 NOTE GENERALI

Le strutture ed i loro componenti sono progettati secondo i criteri indicati dalle normative vigenti nel territorio nazionale.

Il riferimento a codici di valenza internazionale è adottato in quegli ambiti di progettazione ove si ritiene carente la normativa nazionale, oppure dove essa non riporti indicazioni applicative per l'ottenimento delle prestazioni prescritte.

2.2 NORMATIVA NAZIONALE

Il progetto e le verifiche sono stati eseguiti in accordo con quanto prescritto dal DM 17/01/2018 ("Norme tecniche per le costruzioni").

- L. 5.11.1971, n° 1086 – "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- D.M. 17/01/2018 - "Norme Tecniche per le costruzioni";
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
- Direttiva del presidente del consiglio dei ministri 9 febbraio 2011 "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008". (GU Serie Generale n.47 del 26-2-2011 - Suppl. Ordinario n. 54);
- CNR-DT 207/2008 – Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.

2.3 NORMATIVA INTERNAZIONALE

- UNI EN 1990:2004 Eurocodice – “Criteri generali di progettazione strutturale”
- UNI EN 1991-1-1:2004 Eurocodice 1 – “Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in generale – Pesì per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”.
- UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2 – “Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1 – Regole generali e regole per gli edifici”.
- UNI EN 1992-1-2:2005 Eurocodice 2 – “Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-2 – Regole generali – Progettazione strutturale contro l’incendio”.
- UNI EN 1993-1-1:2004 Eurocodice 3 – “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1 – Regole generali e regole per gli edifici”.
- UNI EN 1994-1-1:2005 Eurocodice 4 – “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 1-1 – Regole generali e regole per gli edifici”.
- UNI EN 1994-1-2:2001 Eurocodice 4 – “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 1-2 – Regole generali - Progettazione della resistenza all’incendio”.
- UNI EN 1995-1-1:2005 Eurocodice 5 – “Progettazione delle strutture in legno – Parte 1-1 – Regole comuni e regole per gli edifici”.
- UNI EN 1998-1:2005 Eurocodice 8 – “Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”.
- D.M. 31 luglio 2012 (G.U. 27 Marzo 2013) “Approvazione delle appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l’applicazione degli Eurocodici”;

2.4 RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Per la caratterizzazione del terreno si è fatto riferimento alla seguente relazione:

- Relazione geologica redatta dal Geol. Pepe in data Febbraio 2018
- PE_S_10_101_Relazione geotecnica redatta dall’ing. Umberto Croce

3 CRITERI DI PROGETTAZIONE

3.1 VERIFICA DELLE STRUTTURE

Nel rispetto del D.M. 17.01.2018, per la verifica delle strutture di nuova realizzazione si adotta il metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.

Le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;

3.2 STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

I principali Stati Limite Ultimi controllati nella progettazione sono:

- perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- spostamenti o deformazioni eccessive;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- instabilità di parti della struttura o del suo insieme.

3.3 STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

I principali Stati Limite di Esercizio controllati nella progettazione sono:

- danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione.

3.4 VITA NOMINALE

Per "Vita nominale" di un'opera strutturale V_N si intende il numero (minimo) di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Vita nominale assunta in progetto: $V_N = 50$ anni

1806_ Matera S. Centrale
Relazione di calcolo strutturale

3.5 CLASSE D'USO

La classe d'uso della costruzione viene definita in presenza di azioni sismiche, come nel caso in oggetto e serve a classificare la costruzione in relazione alle conseguenze di un collasso o di una interruzione di attività connessa all'evento sismico. La costruzione in esame può essere classificata di classe d'uso III in quanto trattasi di opera infrastrutturale che può assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un evento sismico e il cui collasso può determinare gravi conseguenze in termini di vite umane ovvero interruzioni prolungate del traffico, ma non è dichiarata strategica nei piani di emergenza o in altre disposizioni per la gestione dell'emergenza, come confermato dalla Società Committente F.A.L. s.r.l..

Ad ulteriore conferma della correttezza di tale assunto, si fa riferimento al documento "RFI DTC INC SP IFS 001 A del 21/12/2011: Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sottobinario", ove al punto 1.1.2 Classi d'uso sono definite le classi d'uso da attribuire a diverse tipologie di costruzioni. Si evince che solo per le "Grandi Stazioni" è stabilita una classe d'uso IV mentre per le "Opere d'arte del sistema di grande viabilità ferroviaria" è fissata una classe III e per le "Altre opere d'arte" una classe II. Infine si rimanda all'Allegato n. 5 dello stesso documento in cui è riportato l'elenco delle linee e delle tratte ferroviarie definite "strategiche" ai sensi dell'O.P.C.M. 3274/2003.

3.6 DURABILITA'

La struttura soddisferà il requisito di durabilità complessiva richiesta durante la sua vita utile. Essa esplicherà le sue funzioni e risulterà idonea all'esercizio, resistente e stabile, senza riduzioni significative della sua funzionalità e senza richiedere manutenzioni eccessive non previste.

3.7 RESISTENZA AL FUOCO

Per quanto concerne le caratteristiche di resistenza al fuoco richieste alle strutture, si rimanda ai valori R/REI per ogni tipologia strutturale indicati nella tavola di progetto "Materiali e prescrizioni".

I valori si considerano rispettati mediante l'assunzione di adeguati accorgimenti (copriferri, spessori, vernici, placcature).

3.8 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini del dimensionamento si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2f} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica rara (SLE):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente (SLE):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente (SLE):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente (SLE):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} \cdot$$

Combinazione eccezionale/sismica:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

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

Fig. 3.1 – Tipologie di carico e relativi coefficienti di combinazione

4 MATERIALI

4.1 CALCESTRUZZO ESISTENTE

Nel rispetto di quanto indicato dalla normativa vigente § C8.7.2.4 della [8] in fase di verifica degli elementi strutturali in c.a. le resistenze medie ottenute dalle prove in situ saranno ridotte del fattore di confidenza corrispondente al livello di conoscenza acquisito e del coefficiente di sicurezza del materiale. Le resistenze di calcolo saranno valutate mediante la seguente espressione:

$$f_d = f_m / FC \quad \text{dove: } FC = 1.00 \text{ (come definito al paragrafo precedente)}$$

La caratterizzazione delle proprietà del CLS è eseguita facendo riferimento all'esito delle prove definite nel Rapporto di prova DS05/18 febbraio 2018 a cura di Geotest s.r.l. e nel Rapporto di prova DS11/18 marzo 2018 a cura di Geotest s.r.l., di cui si riporta un estratto:

SIGLA	Posizione in opera	Φ	H	H/D	Massa	Massa	Rcar	Rett.	Tipo
		mm	mm		g	Volumica	N/mm ²		rott.
						kg/m ³			
FAL1	Muro lato binario in marcia	74	77	1,04	773	2.335	32,6	S	1
FAL2	Muro lato binario morto	74	77	1,04	774	2.338	30,9	S	2
C1a	muro	94	94	1,00	1500	2.301	42,70	S	1
C1b	muro	94	93	0,99	1482	2.297	40,12	S	1
C2	muro	94	93	0,99	1490	2.310	32,03	S	1
C3a	muro	94	93	0,99	1490	2.310	42,95	S	1
C3b	muro	94	94	1,00	1501	2.302	46,21	S	1
C4	muro	94	94	1,00	1537	2.357	42,82	S	1
C5	soletta	94	95	1,011	1560	2367	42,16	S	1
C6a	soletta	94	93	0,989	1481	2296	34,45	S	1
C6b	soletta	94	93	0,989	1499	2324	35,01	S	1
C7	soletta	94	94	1,00	1509	2.314	37,07	S	1

Figura 4-1 - Risultati prove CLS strutture fuori terra

SIGLA	Posizione in opera	Φ	H	H/D	Massa	Massa	Rcar	Rett.	Tipo
		mm	mm		g	Volumica	N/mm ²		rott.
						kg/m ³			
F1	Fondazione	94,0	88,5	0,94	1403	2.286	43,2	S	1
F2	Fondazione	94,0	93	0,99	1487	2.305	35,5	S	1
F3	Fondazione	94,0	92,3	0,98	1517	2.368	55,9	S	1
F4	Fondazione	94,0	84,8	0,90	1381	2.347	59,4	S	1

Figura 4-2 - Risultati prove CLS fondazione

Facendo riferimento all'esito delle prove sulle strutture fuori terra si ottiene una resistenza media di 38.25 MPa; tale resistenza media deve essere divisa per 0.85 per ottenere l'Rck di riferimento. Si ottiene un valore di 45 MPa. A favore di sicurezza il valore di riferimento assunto è pari a 40 MPa.

Per quanto riguarda la fondazione la media dei valori è pari a 48.5, ma anche per questo caso nel calcolo si è assunta una resistenza di 40 MPa, equivalente a quella delle strutture fuori terra.

4.2 ACCIAIO PER STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO ESISTENTI

Nel rispetto di quanto indicato dalla normativa vigente § C8.7.2.4 della [8], in fase di verifica degli elementi strutturali in c.a. le resistenze medie ottenute dalle prove in situ saranno ridotte del fattore di confidenza corrispondente al livello di conoscenza acquisito e del coefficiente di sicurezza.

La caratterizzazione delle proprietà dell'acciaio è eseguita facendo riferimento all'esito delle prove definite nel Rapporto di prova DS05/18 febbraio 2018 a cura di Geotest s.r.l., di cui si riporta un estratto:

SIGLA	Tipo	Diam. Eq. (mm)	Tensione Snervamento (N/mm ²)	Tensione Rottura (N/mm ²)	Allung. (%) su 5D
F1-muro	a.m.	19.86	445	709	22.9
F2-fondaz.	a.m.	20.01	489	732	4.3
F3-fondaz.	a.m.	16.11	474	729	23.3
F4-fondaz.	a.m.	16.12	436	560	7.2
F5-fondaz.	a.m.	16.39	434	635	13.8
F6-fondaz.	a.m.	16.07	439	661	15.7
F7-fondaz.	a.m.	12.30	454	711	21.2
F8-muro	a.m.	20.08	448	701	17.1
F9-soletta	a.m.	17.28	394	603	33.2

Figura 4-3 - Risultati prove acciaio

Si ottiene una resistenza media di 446 MPa. Le resistenze di calcolo saranno valutate mediante la seguente espressione:

$f_d = f_m / FC$	dove:	$FC = 1.00$ (come definito al paragrafo precedente)
γ_s coeff. di sicurezza per l'acciaio		1.15
$f_{yk} =$		442 MPa
$f_{yd} =$		388 MPa
$E =$		210 GPa

4.3 CALCESTRUZZO NUOVE STRUTTURE

Calcestruzzo non armato (magrone) – C12/15

- Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni $f_{ck} \geq 12 \text{ N/mm}^2$

Fondazioni – C28/35

1806_ Matera S. Centrale
Relazione di calcolo strutturale

- Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni $R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni $f_{ck} \geq 28 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo allo S.L.U. ($\gamma_c=1,5; \alpha_{cc}=0,85$) $f_{cd} = 15.86 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione XC2 (UNI 11104)
- Classe di consistenza S4 (Slump class)

Strutture in elevazione – muri controterra – C32/40

- Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni $f_{ck} \geq 32 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo allo S.L.U. ($\gamma_c=1,5; \alpha_{cc}=0,85$) $f_{cd} = 18.13 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione XC2 (UNI 11104)
- Classe di consistenza S4 (Slump class)

Strutture in elevazione – solette piene, cordoli e travi – C32/40

- Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni $f_{ck} \geq 32 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo allo S.L.U. ($\gamma_c=1,5; \alpha_{cc}=0,85$) $f_{cd} = 18.13 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione XC3 (UNI 11104)
- Classe di consistenza S4 (Slump class)

Strutture in elevazione – pilastri – C32/40

- Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni $f_{ck} \geq 32 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo allo S.L.U. ($\gamma_c=1,5; \alpha_{cc}=0,85$) $f_{cd} = 18.13 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione XC3 (UNI 11104)
- Classe di consistenza S4 (Slump class)

Strutture in elevazione – setti – C32/40

- Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni $f_{ck} \geq 32 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo allo S.L.U. ($\gamma_c=1,5; \alpha_{cc}=0,85$) $f_{cd} = 18.13 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione XC3 (UNI 11104)
- Classe di consistenza S4 (Slump class)

Strutture in elevazione – rampe scale pianerottoli e opere sottili – C32/40

- Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni $f_{ck} \geq 32 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo allo S.L.U. ($\gamma_c=1,5; \alpha_{cc}=0,85$) $f_{cd} = 18.13 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione XC3 (UNI 11104)
- Classe di consistenza S4 (Slump class)

Malta strutturale di consolidamento

- Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione XC4 (UNI 11104)
- Classe di consistenza S5 (Slump class)

4.4 ACCIAIO PER NUOVE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO

Acciaio per armature lente Tipo B450C

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$

4.5 ACCIAIO PER STRUTTURE IN CARPENTERIA METALLICA

Acciaio per carpenteria Tipo S355 JR - biglietteria, passerella piano terra, pensilina profili standard

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo allo SLU ($\gamma_s=1.05$) $f_{yd} = 338 \text{ N/mm}^2$

Acciaio per carpenteria protetta Tipo S355 J0 – micropali per scala di emergenza

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo allo SLU ($\gamma_s=1.05$) $f_{yd} = 338 \text{ N/mm}^2$

Acciaio per carpenteria Tipo S355 J2 – pensilina profili saldati

■ Per spessori $40 < t \leq 63 \text{ mm}$

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 335 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo allo SLU ($\gamma_s=1.05$) $f_{yd} = 319 \text{ N/mm}^2$

■ Per spessori $16 < t \leq 40 \text{ mm}$

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 345 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza di calcolo allo SLU ($\gamma_s=1.05$) $f_{yd} = 328 \text{ N/mm}^2$

■ Per spessori $t \leq 16 \text{ mm}$

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza di calcolo allo SLU ($\gamma_s=1.05$) $f_{yd} = 338 \text{ N/mm}^2$

Acciaio per carpenteria Tipo S460 J0 – pensilina colonne

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 460 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza di calcolo allo SLU ($\gamma_s=1.05$) $f_{yd} = 438 \text{ N/mm}^2$

Bulloni ad alta resistenza Classe 8.8 (se non diversamente indicato)

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yb} > 640 \text{ N/mm}^2$

- Tensione caratteristica di rottura $f_{tb} > 800 \text{ N/mm}^2$

Dadi per bulloni Classe 8.8 Classe 8

4.6 ACCIAIO PER PIOLI

Connettori a piolo tipo Nelson in acciaio tipo S 275 JR per travi collaboranti su carpenterie metalliche nuove.

5 CARICHI

5.1 CARICHI VERTICALI

5.1.1 PESI PROPRI DELLE STRUTTURE (G1)

Si considerano, per la determinazione dei pesi propri strutturali, i seguenti valori dei pesi per unità di volume:

- Calcestruzzo armato	25.0	kN/m ³
- Acciaio	78.5	kN/m ³
- Terreno	19.0	kN/m ³

5.1.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2) E ACCIDENTALI (Q)

Si tratta di carichi non strutturali direttamente applicati agli elementi strutturali, sotto forma di carico uniformemente distribuito. I carichi variabili minimi sono prescritti dalla Normativa vigente e correlati alla destinazione d'uso dei locali.

I valori dei carichi verticali e orizzontali uniformemente distribuiti sono indicati nella tabella 3.1.II del D.M. 17.01.2018.

Di seguito si riportano i carichi permanenti e accidentali in funzione della zona.

Biglietteria

Piano terra

Carico permanente	5.00 kN/m ²
Carico variabile	5.00 kN/m ²

Piano copertura

Carico permanente	4.00 kN/m ²
Carico variabile	Neve (NTC2018)

Pensilina ingresso biglietteria

Carico permanente	0.30 kN/m ²
Carico variabile	Neve (NTC2018)

Pensilina

Copertura

Carico permanente	0.60 kN/m ² (serramento)
Carico permanente	0.80 kN/m ² (controsoffitto e carichi appesi)
Carico variabile	Neve (NTC2018)

Solaio piano terra

Carico permanente	10.00 kN/m ²
Carico variabile	10.00 kN/m ²

Scale

Carico permanente	2.50 kN/m ²
Carico variabile	5.00 kN/m ²

Scala di emergenza

Piano terra

Carico permanente	1.00 kN/m ²
Carico variabile	5.00 kN/m ²

Piano copertura

Carico permanente	2.00 kN/m ²
Carico variabile	Neve (NTC2018)

Passerella in carpenteria metallica

I carichi considerati agenti sulla struttura sono i seguenti:

- Peso proprio degli elementi strutturali (g_1): automaticamente calcolato dal software di calcolo;
- Carico permanente portato (g_2)

Impalcato	3.50 kN/m ²
Carico lineare sui profili HEA650 - parapetti	2.00 kN/m
- Carico variabile (q) 4.00 kN/m²
- Carico orizzontale del vento (in entrambe le direzioni)

5.1.3 CARICO NEVE

Il base al sito in cui è collocato il fabbricato si deducono i seguenti parametri utilizzati per definire il carico neve sulle coperture in accordo alla normativa nazionale NTC 2018 (D.M. 17.01.2018 – Par. 3.4) e alla normativa Europea: (UNI EN 1991-1-3 “Annesso Nazionale”). Questi valori sono a base statistica ovvero sono definiti per tempi di ritorno dell’azione considerata e mappe locali di precipitazione e sono coerenti con l’applicazione del metodo degli stati limite ultimi.

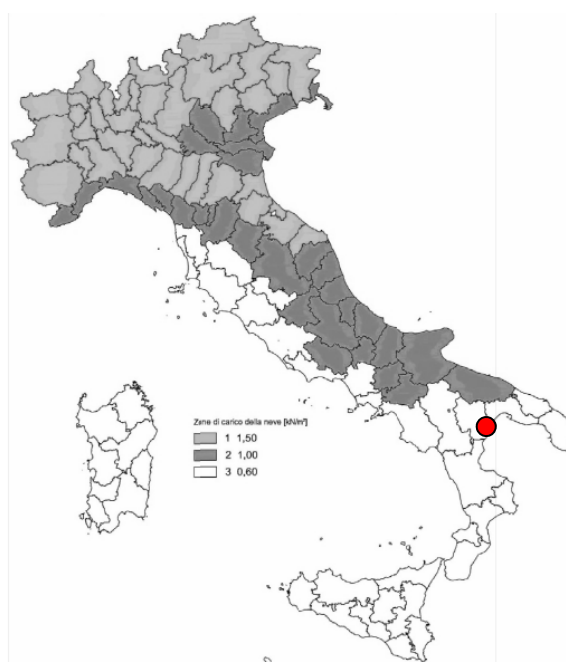


Fig. 5.1 – Valore di neve al suolo (mappa statistica italiana)

Periodo di ritorno progettuale	50 anni
Area geografica	III – Provincia di Matera
Quota sul livello del mare	$a_s = 400 \text{ m s.l.m} > 200 \text{ m s.l.m.}$
Valore del carico al suolo ¹	$q_{sk} = 0.51 [1 + (a_s / 481)^2] \text{ kN/m}^2 = 0.86 \text{ kN/m}^2$
Il carico neve su tetti inclinati è calcolato come:	$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t = 0.69 \text{ kN/m}^2$

dove:

- $C_E = 1$ classe di esposizione “normale”
- $C_t = 1$ componente termica – valore cautelativo
- $\mu_i = 0.8$ fattore di forma – falde con inclinazione $\alpha < 30^\circ$

¹ Il carico di riferimento è definito dal tempo di ritorno di 50 anni;
1806_ Matera S. Centrale
Relazione di calcolo strutturale

5.2 CARICHI ORIZZONTALI

5.2.1 AZIONE DEL VENTO

Il carico del vento è stato definito in accordo alla normativa nazionale NTC 2018 (D.M. 17.01.2018 – Par. 3.3), in funzione delle caratteristiche del sito sono esposte in seguito.

I valori sono definiti per tempi di ritorno dell'azione considerata e mappe locali, e sono espressi in accordo al metodo agli stati limite ultimi, su base statistica.



Fig. 5.2 – Area geografica

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	z_0 [m]	k_r
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Fig. 5.3 – Parametri dell'azione del vento

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
<u>V</u>	0,23	0,70	12

Fig. 5.4 – Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa	mare	2 km	10 km	30 km	500m
A	-	-	IV	IV	<u>V</u>	V
B	-	-	III	III	IV	IV
C	-	-	*	III	III	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Fig. 5.5 – Definizione della categoria di esposizione

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
<u>A</u>	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

Fig. 5.6 – Classe di rugosità del terreno

Periodo di ritorno	50 anni
Area geografica	3 $a_0 = 500$ m $v_{b,0} = 27$ m/s (raffica di 10 minuti) $k_a = 0.02$ 1/s
Quota sul livello del mare	a_s (400 m s.l.m.) < a_0
Classe di rugosità	A
Classe di esposizione	V $k_r = 0.23$ $z_0 = 0.70$ m $z_{min} = 12$ m

La pressione contro una superficie ortogonale alla direzione del vento è calcolata come:

$$p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d \cdot \alpha_r$$

dove:

- $q_b = (\rho \cdot v_b^2) / 2 = 0.46$ KN/m² *pressione cinetica*
- $\rho = 1,25$ kg/m³ *densità dell'aria*
- $v_b = v_{b,0} = 27$ m/s *velocità di riferimento del vento (zona 3; $a_s < a_0$)*
- $C_e(z) = k_r^2 \cdot C_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + C_t \cdot \ln(z/z_0)]$ *coefficiente di esposizione per $z > z_{min}$*
- $C_e(z_{min}) = 1.48$ *coefficiente di esposizione per $z < z_{min}$*
- $C_t = 1$ *coefficiente topografico*
- $C_p = +1.5$ *coefficiente di sovraspinta per la pensilina*

5.2.2 AZIONE SISMICA

Lo spettro di risposta elastico per le azioni sismiche orizzontali è definito dalle seguenti equazioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \left[\frac{T}{T_B} + \frac{T}{\eta F_o} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Con:

T *periodo proprio di vibrazione della struttura*

S_e *accelerazione spettrale orizzontale*

$S = S_s \cdot S_T$ *coefficiente che tiene conto del tipo di sottosuolo e delle condizioni topografiche*

I parametri fondamentali per determinare l'azione sismica sono:

Località	Matera
Zona sismica	zona 3
Coordinate sito	LON 16.601366; LAT 40.666211
Vita nominale	$V_N = 50$ anni
Classe d'uso	Classe III ($C_U = 1.5$)
Periodo di riferimento	$V_R = 75$ anni
Categoria di sottosuolo	Cat. C
Categoria topografica	Cat. T1

Per risalire allo spettro di progetto, si è utilizzato il foglio di calcolo Spettri-NTC ver.1.0.3.xls, messo a disposizione dal Consiglio superiore dei Lavori Pubblici in cui sono state inserite le coordinate geografiche del fabbricato in oggetto.

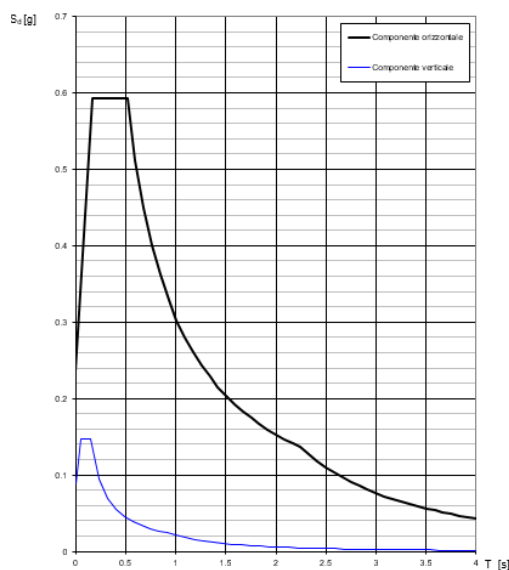
Si riportano di seguito i parametri dipendenti e i grafici degli spettri elastici:

Spettro per Stato Limite SLV

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.162 g
F_o	2.520
T_c	0.346 s
S_s	1.456
C_c	1.490
S_T	1.000
q	1.000

S	1.456
η	1.000
T_B	0.172 s
T_C	0.516 s
T_D	2.247 s

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLV

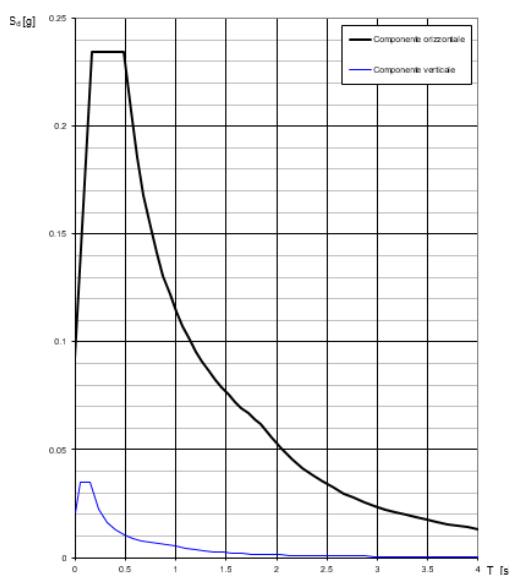


Spettro per Stato Limite SLD

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.062 g
F_o	2.539
T_c	0.321 s
S_s	1.500
C_c	1.528
S_T	1.000
q	1.000

S	1.500
η	1.000
T_B	0.163 s
T_C	0.490 s
T_D	1.846 s

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLD



Il calcolo delle masse è stato definito con la seguente combinazione di carico verticale:

$$G_1 + G_2 + \sum \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

dove:

- G_1, G_2 = pesi propri e carichi permanenti
- Q = carichi variabili
 - $\psi_{2j} = 0.6$ per carichi variabili - ambienti ad uso commerciale e suscettibili di affollamento
 - $\psi_{2j} = 0.0$ per carico da neve/ manutenzione in copertura

5.2.3 SPINTA DEL TERRENO

SPINTA STATICA

Per ricavare la spinta del terreno sui muri si fa riferimento alla seguente formula:

$$P_d = \gamma_{\text{terr}} z K_o \quad \text{terreno sopra il livello di falda}$$

dove:

$$\gamma_{\text{terr}} = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$K_o = 1 - \sin \phi = 0.50 \quad \text{coefficiente di spinta a riposo}$$

$$(\phi = \text{angolo di attrito interno})$$

SPINTA DINAMICA DA SISMA

Per determinare la sovraspinta dovuta al sisma si fa riferimento alle indicazioni fornite dalla ENV EN 1998-5: 2005.

Nel caso di strutture rigide che sono completamente vincolate, la forza dinamica dovuta all'incremento di spinta del terreno può essere presa uguale alla seguente formula:

$$\Delta p_d = \alpha S \gamma H$$

dove:

$$\alpha \quad \text{rapporto tra l'accelerazione di progetto } a_g \text{ e l'accelerazione di gravità } g$$

$$S \quad \text{coefficiente relativo alla stratigrafia e alla topografia del terreno (EN 1998-1:2004, 3.2.2.2)}$$

$$\gamma \quad \text{peso di volume del terreno}$$

$$H \quad \text{altezza del muro}$$

5.3 CARICO ECCEZIONALE DA URTO FERROVIARIO

In riferimento al documento "analisi del rischio da urto ferroviario" emesso da FAL in data 26 marzo 2018 in cui è stato ritenuto "tollerabile" il livello di rischio da urto non sono stati considerati carichi o prescrizioni sui pilastri a sostegno della pensilina.

6 CRITERI PER ANALISI SISMICA

6.1 FATTORE DI STRUTTURA

STRUTTURA TUNNEL FERROVIARIO ESISTENTE

Si assume un fattore di struttura $q = 1.5$

PENSILINA

Si assume un fattore di struttura pari a $q = 1.0$

STRUTTURA BIGLIETTERIA

Si assume un fattore di struttura $q = 2$ (struttura a setti torsionalmente deformabile)

STRUTTURA SCALA DI EMERGENZA

Si assume un fattore di struttura $q = 1.5$

6.2 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SUOLO

Il terreno di fondazione può essere classificato come terreno di tipo C (NTC 2018): depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate,...

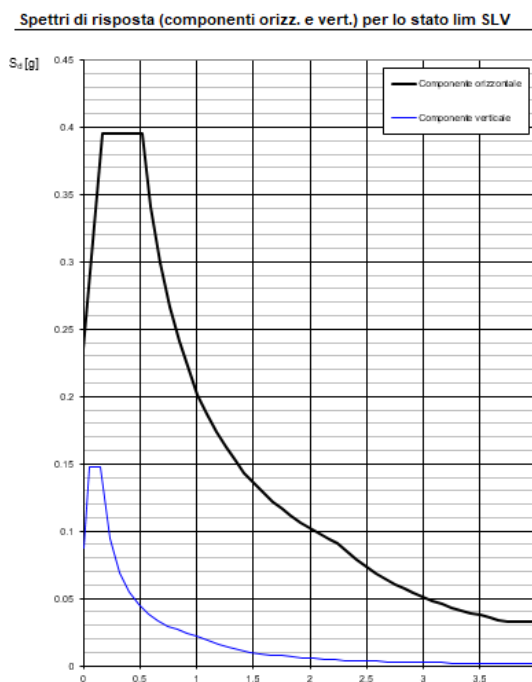
Essendo gli edifici ubicati in area pianeggiante, ai terreni in esame sarà associata una Categoria topografica T1 (cfr. tabella 3.2, VI. NTC). Ne consegue un valore massimo del coefficiente di amplificazione topografica S_T pari a 1.00.

6.3 SPETTRO DI PROGETTO

In base ai parametri soprariportati si ricava lo spettro di progetto impiegato nelle verifiche in condizione sismica:

SPETTRO SLV ($q=1.5$)

T [s]	Se [g]
0.000	0.235
0.172	0.395
0.516	0.395
0.598	0.341
0.680	0.300
0.763	0.267
0.845	0.241
0.928	0.220
1.010	0.202
1.093	0.187
1.175	0.173
1.257	0.162
1.340	0.152
1.422	0.143
1.505	0.135
1.587	0.128
1.670	0.122
1.752	0.116
1.835	0.111
1.917	0.106
1.999	0.102
2.082	0.098
2.164	0.094
2.247	0.091



7 STRATEGIE DI INTERVENTO

7.1 INQUADRAMENTO GENERALE

Le Norme tecniche per le costruzioni (NTC2018) stabiliscono tre classi di intervento:

- interventi di adeguamento: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3;
- interventi di miglioramento: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3;
- riparazioni o interventi locali: interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti.

In funzione della tipologia d'intervento di carattere strutturale da eseguire sull'edificio esistente si definisce il livello di sicurezza da raggiungere a lavori ultimati.

In riferimento a quanto indicato nel punto 8 delle NTC, "Costruzioni esistenti" e alla conseguente classificazione degli interventi di cui al punto 8.4 "Classificazione degli interventi", gli interventi previsti sono stati considerati come "interventi di adeguamento".

Trattandosi di un intervento di adeguamento l'edificio nello stato post-operam dovrà rispettare i livelli di sicurezza definiti dalla vigente norma in materia di costruzioni.

8 VERIFICHE

8.1 VERIFICHE DELL'INTERRATO

8.1.1 SOFTWARE

Le elaborazioni mediante calcolatore sono state eseguite con l'ausilio dei seguenti programmi, di cui, secondo quanto prescritto nel D.M. 17/01/2018, si indicano di seguito origine, caratteristiche, titolo, autore, produttore, eventuale distributore, versione, estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione.

- Sap 2000 v 20 della Computer and structures, Inc Berkeley - Distribuito in Italia da CSI Italia Srl
- VCaslu v 7.7 dell'Ing. Pietro Gelfi (civil engineering free software)

I programmi vengono usati dalla scrivente in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie. Grazie alla raffinatezza dei modelli di calcolo è stato possibile analizzare il comportamento di tutti gli elementi compositivi delle stesse, considerando l'effettivo contributo alla rigidezza complessiva del sistema fornito da ciascun componente elementare. I criteri di modellazione prevedono la riproduzione fedele delle strutture così come sono state progettate e si prescrive siano realizzate.

8.1.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO

Il modello è tridimensionale e rappresenta il tunnel centrale della stazione secondo la geometria prevista allo stato di progetto. Essendo il solaio del tunnel di tipo alveolare, agli elementi lastra che lo definiscono nel modello sono stati modificati i parametri relativi alla rigidezza e al peso proprio. La fondazione è stata modellata con elementi lastra a cui è stato applicato un vincolo verticale elastico con molle non lineari di tipo “compression only”.

A favore di sicurezza, poiché il sisma è stato considerato con un carico statico equivalente, quindi non effettuando un’analisi con spettro di risposta, si è considerata come accelerazione di riferimento quella massima relativa al plateau dello spettro di progetto ($q = 1.5$).

Poiché l’analisi è statica non lineare si sono definiti due casi di carico, relativi al verso in cui agisce il sisma, identificati come “sisma NL +y” e “sisma NL -y”, rispettivamente nel caso in cui l’accelerazione associata al sisma sia diretta in direzione y verso il blocco della nuova stazione e nel caso opposto.

Nel seguito si riporta un’immagine del modello di calcolo:

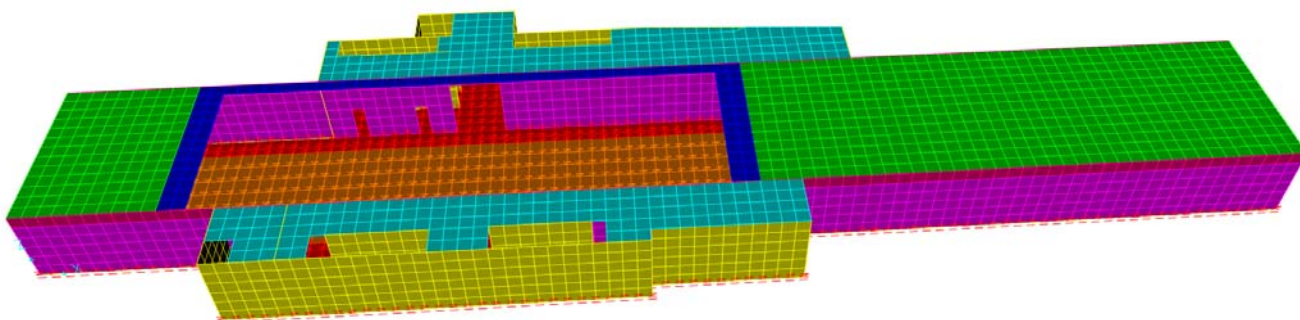


Figura 8-1 - Modello 3D

8.1.3 APPLICAZIONE DEI CARICHI

Si fa riferimento ai carichi elementari descritti in precedenza. I carichi sono stati applicati direttamente sugli shell come azioni distribuite al metro quadro.

Si riportano di seguito le immagini relative alle distribuzioni di carico sul modello.

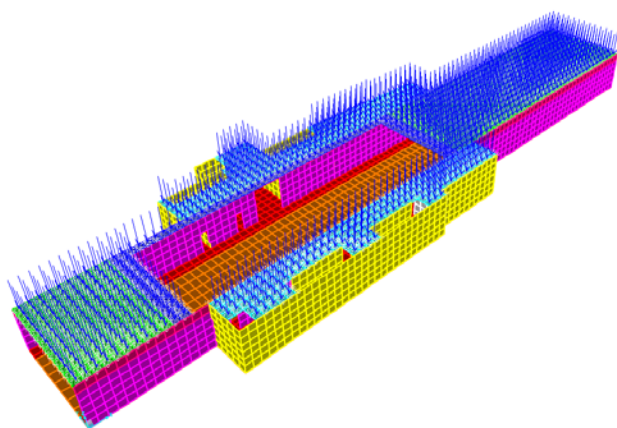


Figura 8-2 - Carichi verticali uniformi (g_2 , q)

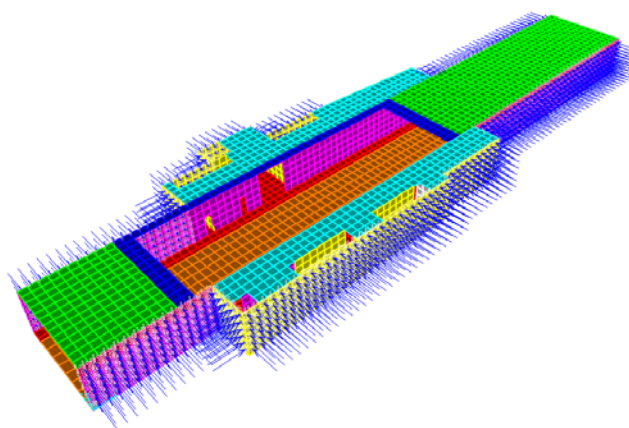


Figura 8-3 - Carichi orizzontali uniformi associati al terreno (g_2 , q)

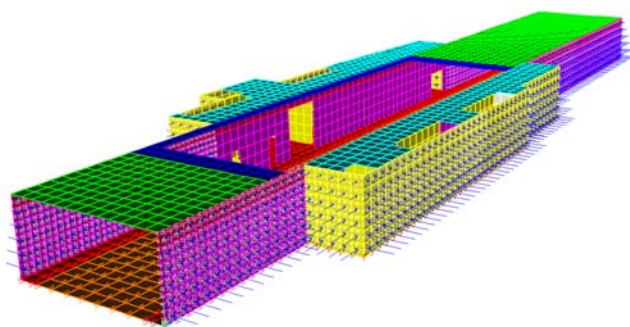


Figura 8-4 - carico triangolare associato al terreno (g_2)

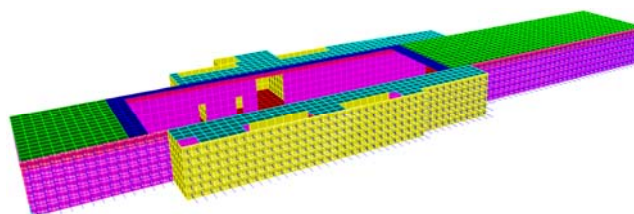


Figura 8-5 - Carico associato alla sovraspinta sismica (Δp_d)

8.1.4 VERIFICA A SLV – Pressione sul terreno

Si riportano di seguito le mappature delle pressioni sul terreno relative alle combinazioni di carico sismiche sopracitate. In particolare, le zone bianche evidenziano le porzioni di fondazione in cui si ha potenziale distacco dal terreno.

Nelle immagini l'unità di misura adottata è [kN/m²].

La verifica è identificata dalla disuguaglianza:

$$p_{\max} \leq p_{\lim} = 3 \text{ kg/cm}^2$$

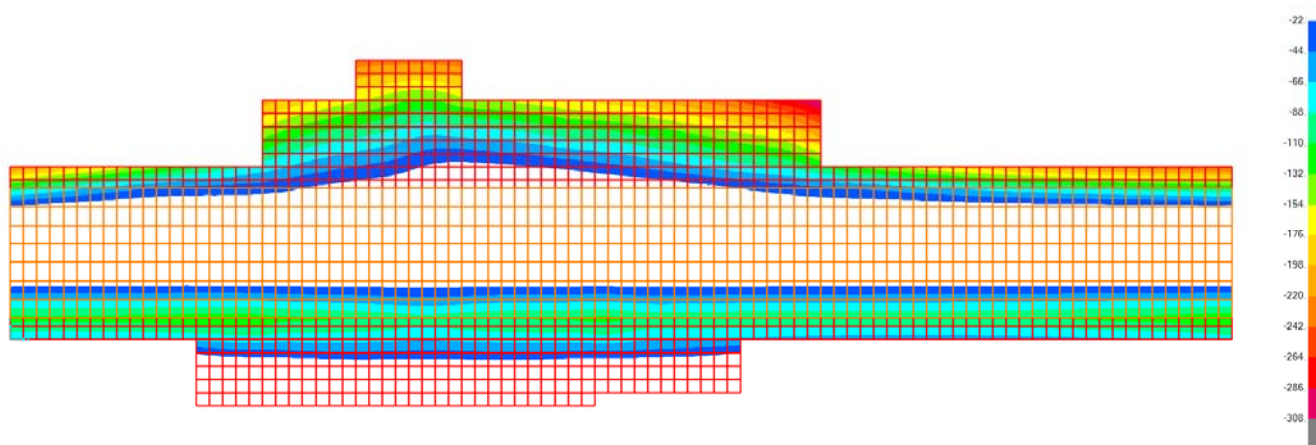


Figura 8-6 - pressione sul terreno per la combinazione "sisma NL +y"

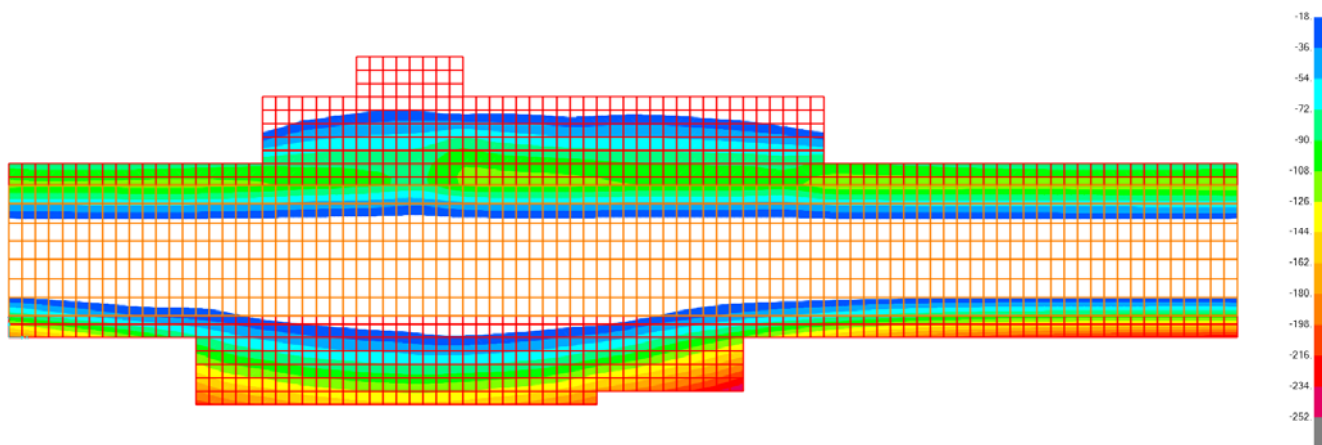


Figura 8-7 - pressione sul terreno per la combinazione "sisma NL -y"

Poiché nella condizione peggiore ("sisma NL +y"), la massima pressione è di 280 kN/m² (= 2.8 kg/cm²), la verifica della pressione sul terreno è soddisfatta.

L'andamento della pressione sul terreno evidenzia come l'azione sismica comporti dal lato della sovraspinta sismica un distacco della fondazione, che corrisponde ad uno sgravo della trazione nei muri contro terra.

8.1.5 VERIFICA A SLV – Fondazione esistente

Si fa riferimento alla soletta di fondazione relativa alle zone dell'interrato in cui sono presenti le scale. Tale fondazione è costituita da una soletta in CA di spessore assunto pari a 60 cm misura cautelativa dedotta dalle indagini in sito).

Si sottolinea che nella zona dove è previsto l'ampliamento degli interrati (lato binario morto, verso Bari) la soletta verrà realizzata ex novo: eventuali concentrazioni di sforzo saranno quindi considerate e si disporrà l'opportuno quantitativo di armatura necessario.

La disposizione di armatura cui si fa riferimento è la seguente:

- 1φ16/30 in direzione longitudinale (parallela alla direzione dei binari)
- 1φ16/20 in direzione trasversale (ortogonale alla direzione dei binari)

VERIFICA A TRAZIONE – F11 (direzione longitudinale)

Alla disposizione di armatura definita sopra corrisponde una resistenza a trazione definita come:

$$N_{Rd} = \frac{100}{30} \cdot \varphi^2 \cdot \pi \cdot f_{yd} / 4 = \frac{100}{30} \cdot 16^2 \cdot \pi \cdot 388 / 4 = 260 \text{ kN/m}$$

La verifica è eseguita definendo sul modello le mappature relative allo stato di sforzo F11, considerando come limiti del range la trazione massima di 260 kN/m. A compressione il limite è definito dal massimo valore raggiunto nelle combinazioni di carico (a compressione non si hanno problemi in quanto la sezione in solo CLS è in grado di portare una sollecitazione molto maggiore di quella che si manifesta).

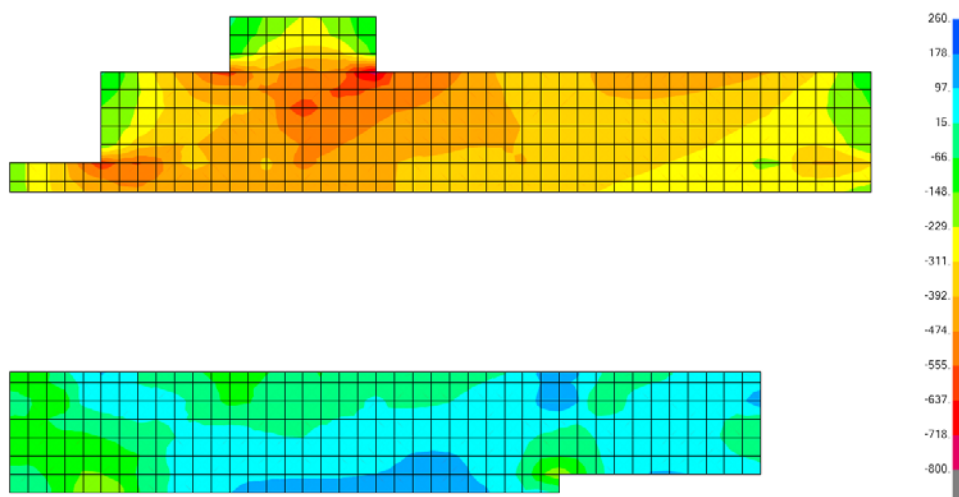


Figura 8-8 - F11 "sisma NL +y"

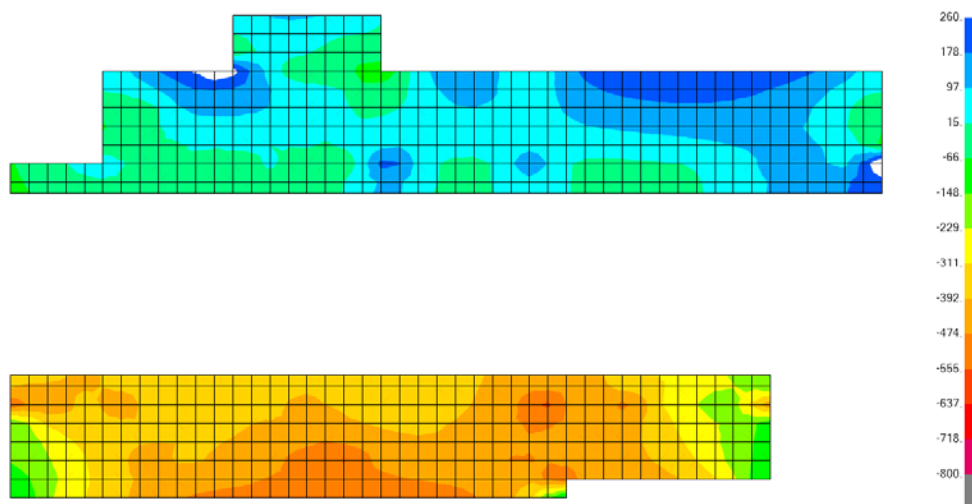


Figura 8-9 - F11 "sisma NL -y"

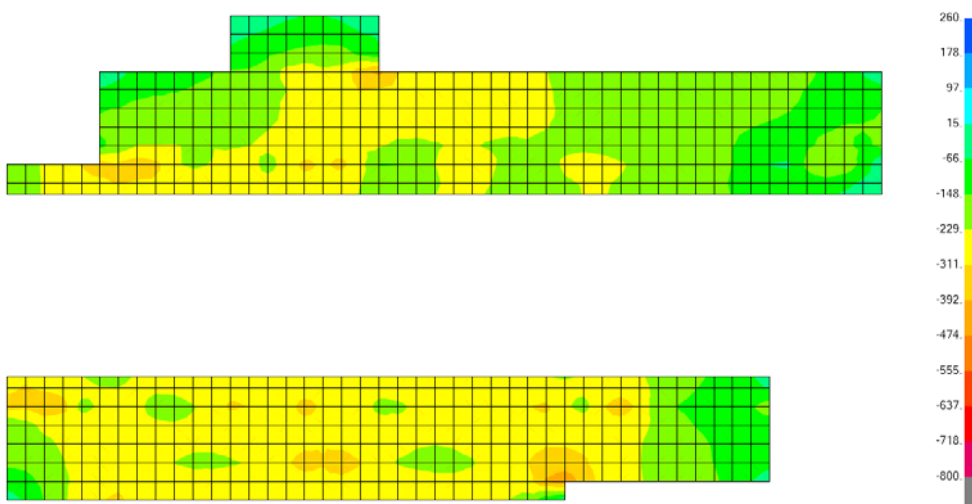


Figura 8-10 - F11 a SLU

La verifica risulta ovunque soddisfatta. Si ha unicamente una zona che fuoriesce dal limite di verifica per la combinazione sisma NL -y, tuttavia mediando la sollecitazione sulla dimensione degli elementi finiti di 1 m i valori rientrano nel range limite.

Si osserva che le sollecitazioni hanno intensità maggiore per le combinazioni sismiche rispetto alla combinazione di SLU.

VERIFICA A TRAZIONE – F22 (direzione trasversale)

Alla disposizione di armatura definita sopra corrisponde una resistenza a trazione definita come:

$$N_{Rd} = \frac{100}{20} \cdot \varphi^2 \cdot \pi \cdot f_{yd} / 4 = \frac{100}{20} \cdot 16^2 \cdot \pi \cdot 388 / 4 = 390 \text{ kN/m}$$

La verifica è eseguita definendo sul modello le mappature relative allo stato di sforzo F11, considerando come limiti del range la trazione massima di 390 kN/m. A compressione il limite è definito dal massimo valore raggiunto nelle combinazioni di carico (a compressione non si hanno problemi in quanto la sezione in solo CLS è in grado di portare una sollecitazione molto maggiore di quella che si manifesta).

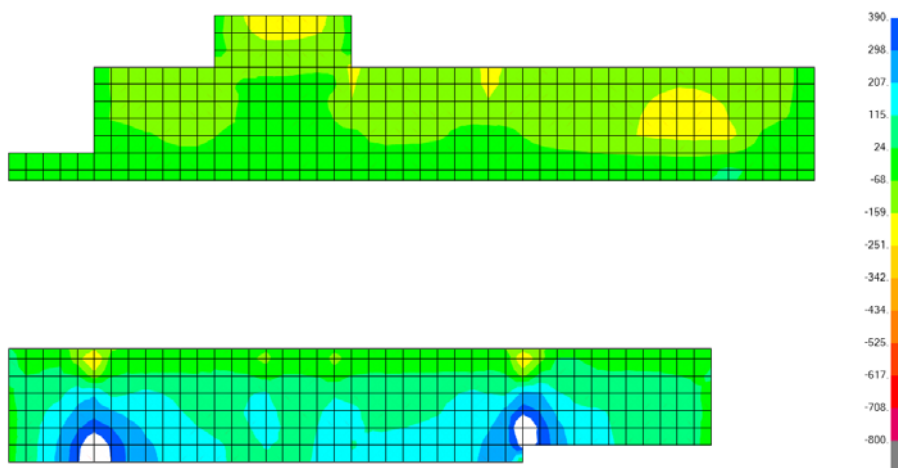


Figura 8-11 – F22 "sisma NL +y"

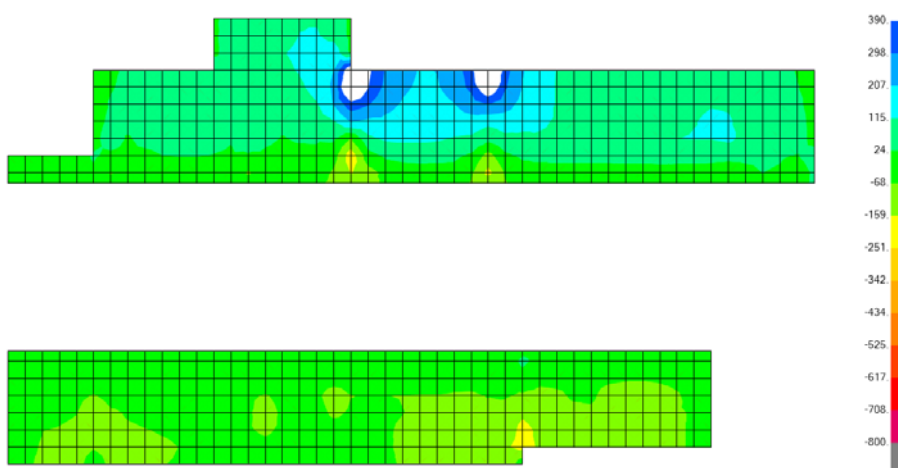


Figura 8-12 – F22 "sisma NL -y"

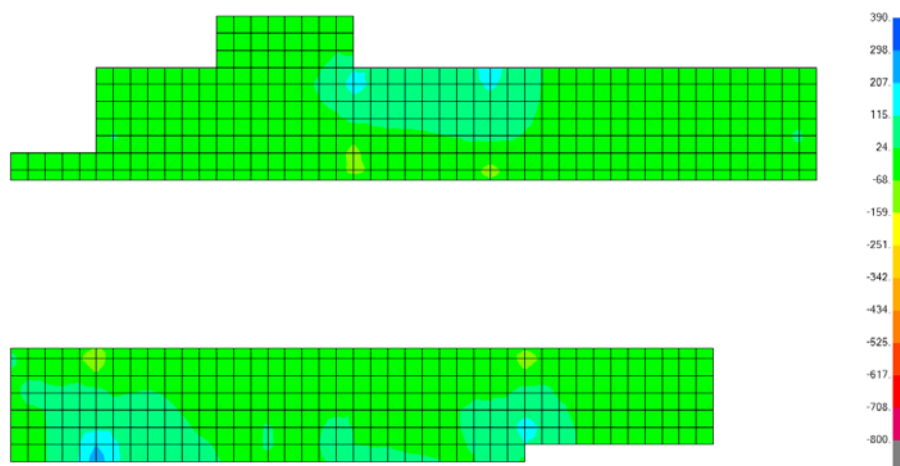


Figura 8-13 – F22 a SLU

Esistono delle zone in cui la sollecitazione supera la resistenza a trazione, tuttavia queste sono localizzate in punti in cui si ha il collegamento tra setti verticali e soletta (punti singolari) e operando una media sulla dimensione dell'elemento finito (1 m) i valori rispettano la limitazione definita.

Si osserva che le sollecitazioni hanno intensità maggiore per le combinazioni sismiche rispetto alla combinazione di SLU, in cui tutta la mappatura è coperta dal range definito.

VERIFICA A FLESSIONE – M11

La resistenza a flessione della fondazione in senso longitudinale è calcolata tramite il software VCaslu:

Titolo: FONDAZIONE DA 60 cm

N° strati barre: 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6.70	4
2	6.70	56

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

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

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

da prove
 ε_{su} 67.5 ‰
 f_{yd} 388 N/mm²
 E_s 200 000 N/mm²
 E_s/E_c 15
 ε_{syd} 1.94 ‰
 σ_{s,adm} 0 N/mm²

da prove
 ε_{c2} 2 ‰
 ε_{cu} 3.5 ‰
 f_{cd} 18.81 N/mm²
 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 σ_{c,adm} 12.25 N/mm²
 τ_{co} 0.7333 N/mm²
 τ_{c1} 2.114 N/mm²

M_{xRd} 147.5 kN m

σ_c -18.81 N/mm²
σ_s 388 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 64.51 ‰
d 56 cm
x 2.882 **x/d** 0.05146
δ 0.7

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ 0 cm **Col. modello**
☐ Precompresso

La verifica è eseguita definendo sul modello le mappature relative allo stato di sforzo M11, considerando come limiti del range la resistenza a flessione massima di 147.5 kNm/m.

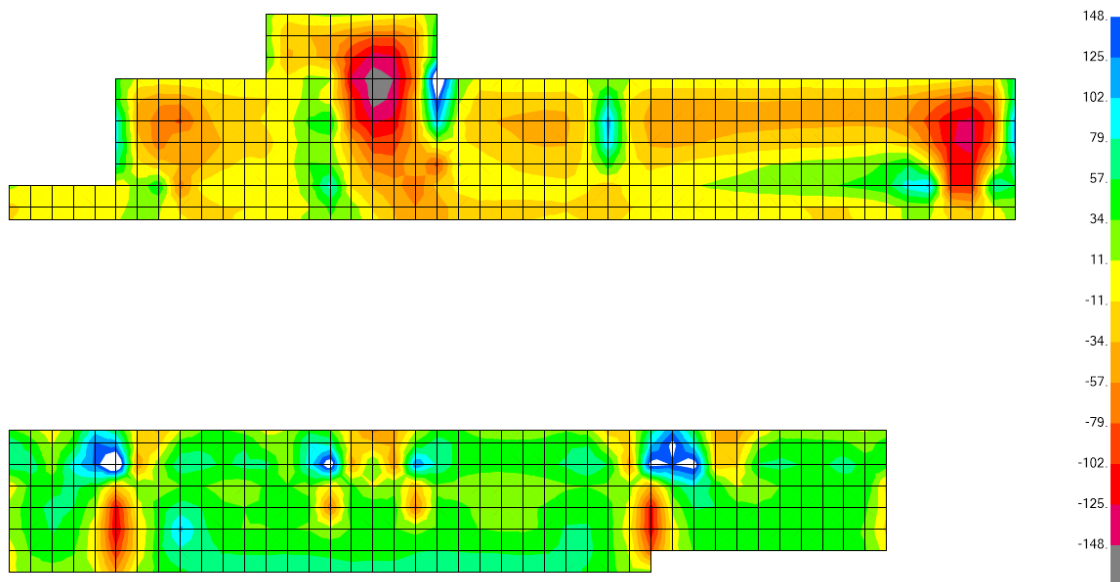


Figura 8-14 - M11 "sisma NL +y"

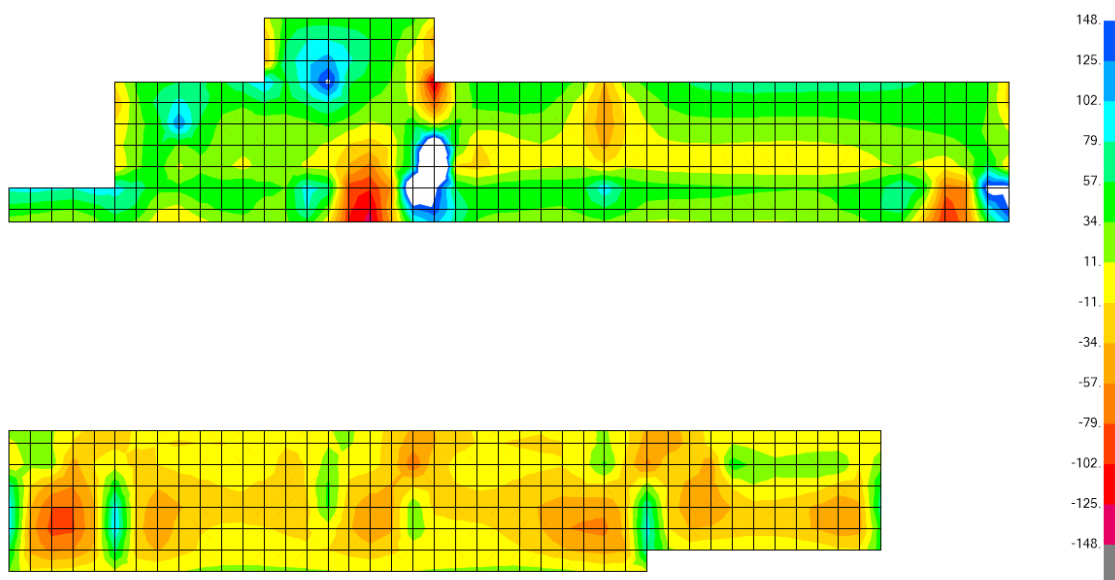


Figura 8-15 - M11 "sisma NL -y"

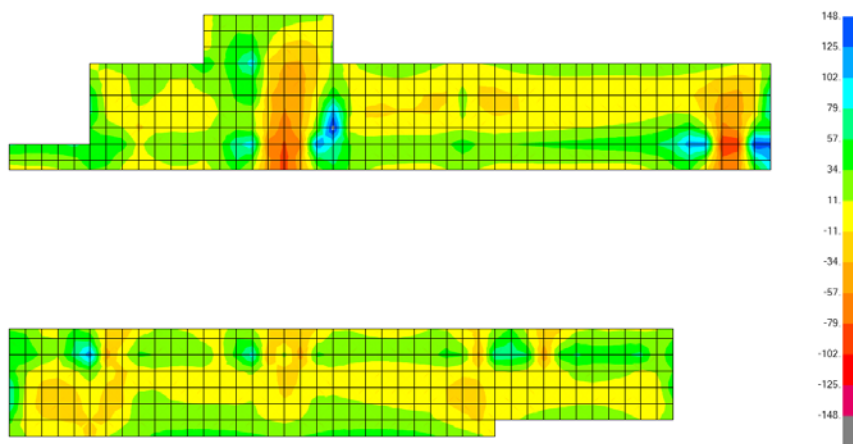


Figura 8-16 - M11 a SLU

Si osserva che esistono delle zone concentrate in cui il momento supera quello resistente.

Per quanto riguarda la combinazione di carico “sisma NL +y” tali zone hanno estensione limitata, a parte la zona grigia centrale; tuttavia in questa zona, nella medesima combinazione di carico, si ha, come sopra riportato, compressione e il momento resistente è più alto. In particolare, per un valore di compressione medio di 300 kN/m, il momento resistente della sezione è di 227 kNm/m, per cui tutta la mappatura risulta coperta dal range [-227; 227]. Per quanto riguarda la combinazione di carico “sisma NL -y” si hanno concentrazioni laddove termina il setto di estensione maggiore (quello a ridosso del vano ascensori e che si sviluppa per l’intera estensione della nuova stazione) per la presenza del foro della porta che collega la zona delle scale con quella adiacente. Per questo motivo si è deciso di eseguire un getto di CLS da 20 cm al fine di aumentare l’altezza utile della sezione. Grazie a questo accorgimento le verifiche risultano soddisfatte.

VERIFICA A FLESSIONE – M22

La resistenza a flessione della fondazione in senso longitudinale è calcolata tramite il software VCaSlu:

Titolo: FONDAZIONE DA 60 cm

N° strati barre: 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	10.05	4
			2	10.05	56

Sollecitazioni: S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 0 **0** kN
M_{xEd} 0 **0** kNm
M_{yEd} 0 **0** kNm

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:

da prove	da prove
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 388 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm²	f_{cd} 18.81
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8 [?]
ϵ_{syd} 1.94 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$ 0 N/mm²	τ_{co} 0.7333
	τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 216.1 kNm

σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 388 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 54.42 ‰
d 56 cm
x 3.384 x/d 0.06043
 δ 0.7

La verifica è eseguita definendo sul modello le mappature relative allo stato di sforzo M22, considerando come limiti del range la resistenza a flessione massima di 216 kNm/m.

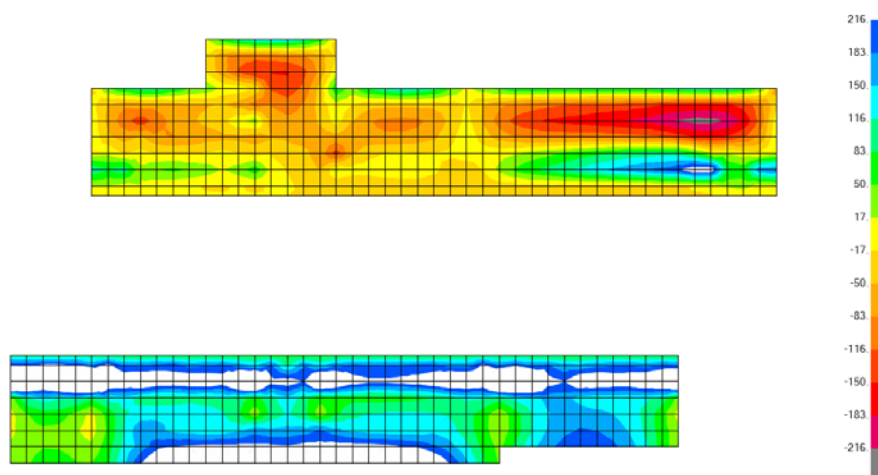


Figura 8-17 – M22 "sisma NL +y"

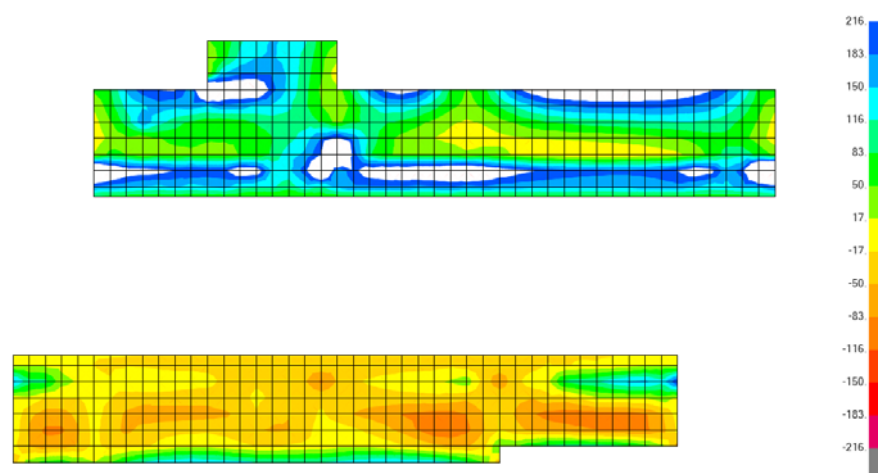


Figura 8-18 – M22 "sisma NL -y"

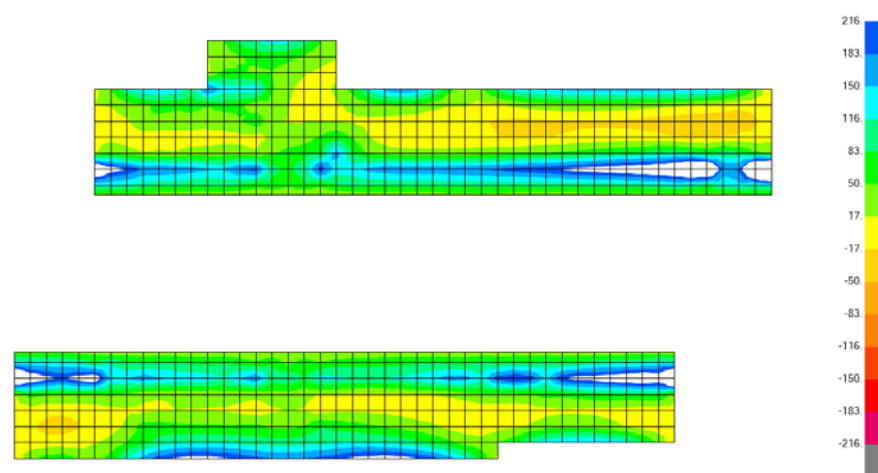


Figura 8-19 – M22 a SLU

Si osserva che esistono delle zone concentrate in cui il momento supera quello resistente. Non sono da tenere in considerazione le zone interne al tunnel in cui il momento è più alto in quanto associate al punto in cui il muro del tunnel si attacca alla fondazione. In queste zone il momento resistente della fondazione è maggiore poiché l'armatura è costituita da 1+1 ϕ 20 provenienti dal muro stesso (sono i ferri che vanno a costituire l'armatura della fondazione).

Per quanto riguarda la combinazione di carico "sisma NL +y" esiste comunque una zona a ridosso del muro controterra da 40 cm in cui la sollecitazione è maggiore di quella resistente.

Per quanto riguarda la combinazione di carico "sisma NL -y" le zone di concentrazione sono relative sia alla fascia del muro controterra da 40 cm che ai punti singolari di collegamento tra muri verticali e fondazione. Per quanto riguarda la fascia dei muri controterra, poiché la zona non verificata è quella della stazione nuova, è necessario che il progetto sia tale da risolvere il problema della concentrazione di sollecitazione, considerando un quantitativo maggiore di quello disposto dal progettista della struttura originaria.

A SLU invece la verifica è ovunque soddisfatta.

Al fine di rispettare i limiti di verifica si è deciso di eseguire un getto di calcestruzzo da 20 cm aggiuntivo per entrambe le solette. Aumentando l'altezza utile della sezione si ottengono valori di resistenza a flessione che sono compatibili con le sollecitazioni da modello.

8.1.6 VERIFICA A SLV – Fondazione nuova

La fondazione nuova è costituita da una soletta di spessore 25 cm in CA con la seguente armatura:

- Trasversale:
 - o 1+1 ϕ 12/15 (sopra e sotto) per tutto lo sviluppo trasversale, debitamente ancorati alle estremità;
 - o 1+1 ϕ 16/30 (sopra e sotto) inghisati alla fondazione esistente, per garantire la continuità;
- Longitudinale:
 - o 1+1 ϕ 12/20 (sopra e sotto) per tutto lo sviluppo

VERIFICA A TRAZIONE – F11 (direzione longitudinale)

Alla disposizione di armatura definita sopra corrisponde una resistenza a trazione definita come:

$$N_{Rd} = 2 \cdot \frac{100}{20} \cdot \varphi^2 \cdot \pi \cdot f_{yd} / 4 = 2 \cdot \frac{100}{20} \cdot 12^2 \cdot \pi \cdot 391.3 / 4 = 442 \text{ kN/m}$$

La verifica è eseguita definendo sul modello le mappature relative allo stato di sforzo F11, considerando come limiti la trazione massima di 442 kN/m. A compressione non si hanno problemi in quanto la sezione in solo CLS è in grado di portare una sollecitazione molto maggiore di quella che si manifesta.

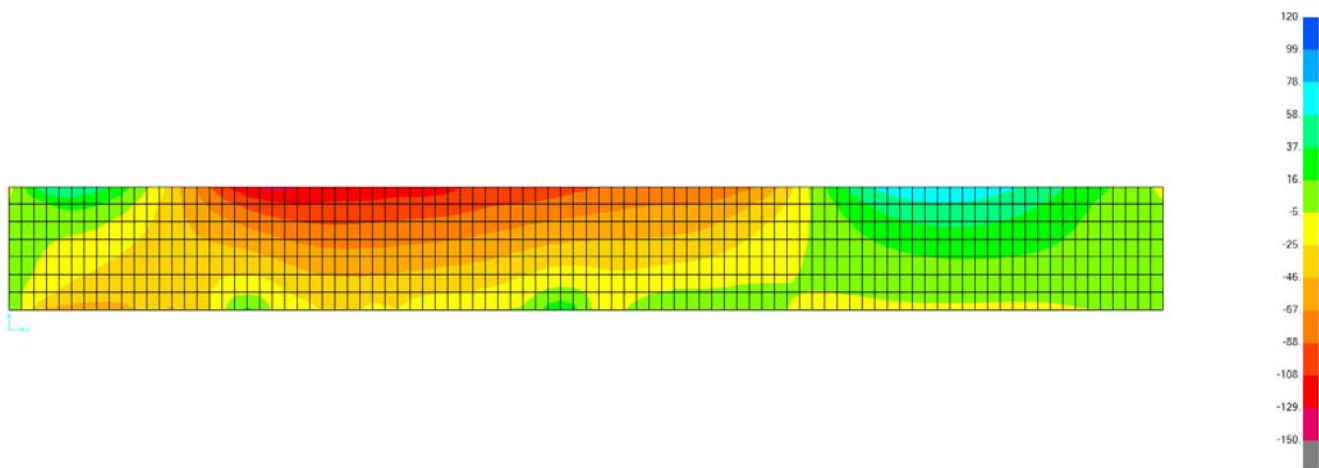


Figura 8-20 - F11 "sisma NL +y"

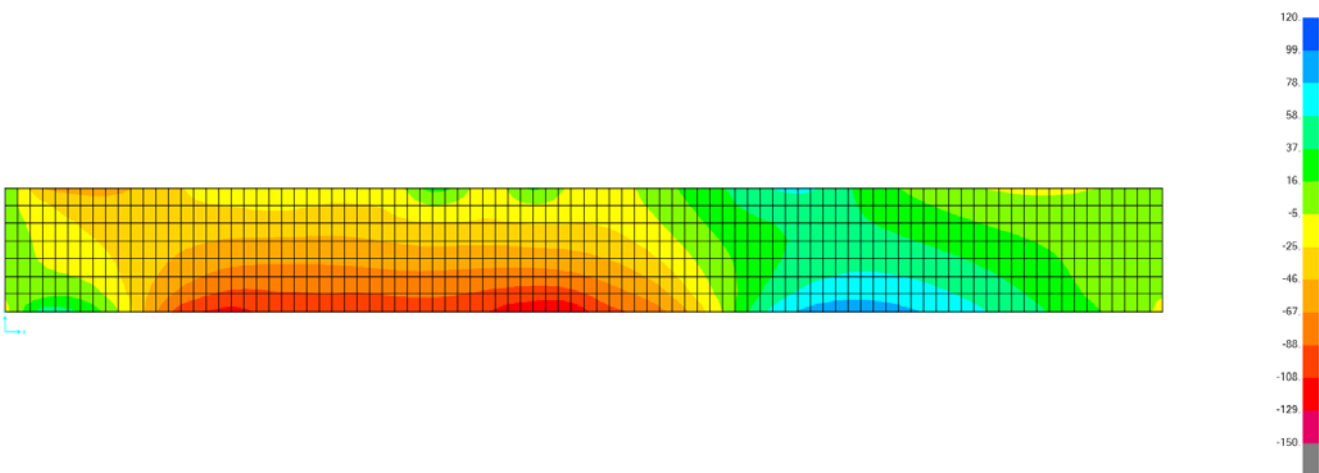


Figura 8-21 - F11 "sisma NL -y"

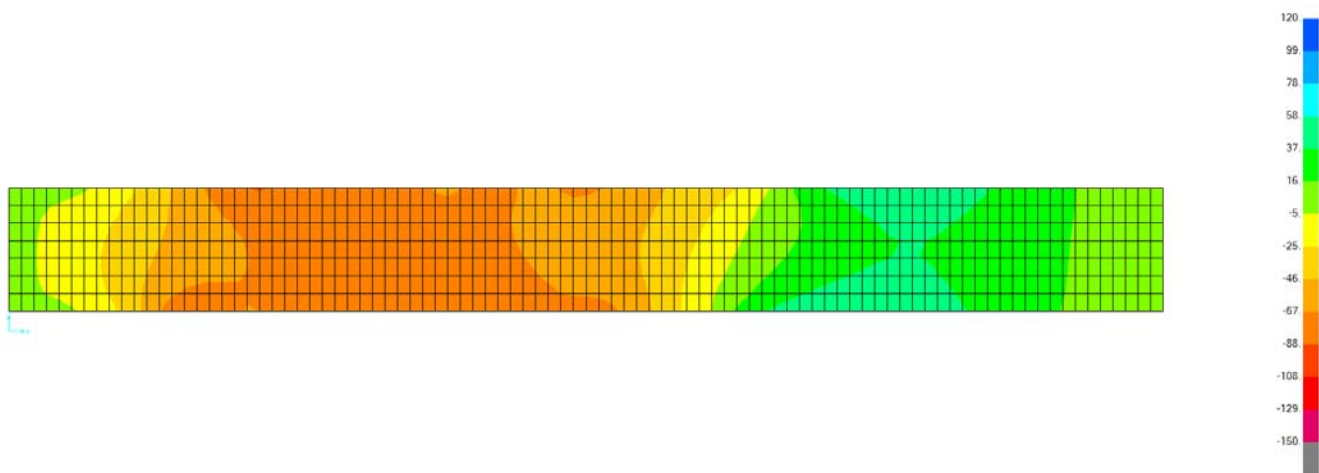


Figura 8-22 - F11 a SLU

La verifica risulta ovunque soddisfatta.

Si osserva che le sollecitazioni hanno intensità maggiore per le combinazioni sismiche rispetto alla combinazione di SLU.

VERIFICA A TRAZIONE – F22 (direzione trasversale)

Alla disposizione di armatura definita sopra corrisponde una resistenza a trazione definita come:

$$N_{Rd} = 2 \cdot \frac{100}{15} \cdot \varphi^2 \cdot \pi \cdot f_{yd} / 4 = 2 \cdot \frac{100}{15} \cdot 12^2 \cdot \pi \cdot 391.3 / 4 = 590 \text{ kN/m}$$

La verifica è eseguita definendo sul modello le mappature relative allo stato di sforzo F11, considerando come limiti la trazione massima di 590 kN/m. A compressione non si hanno problemi in quanto la sezione in solo CLS è in grado di portare una sollecitazione molto maggiore di quella che si manifesta.

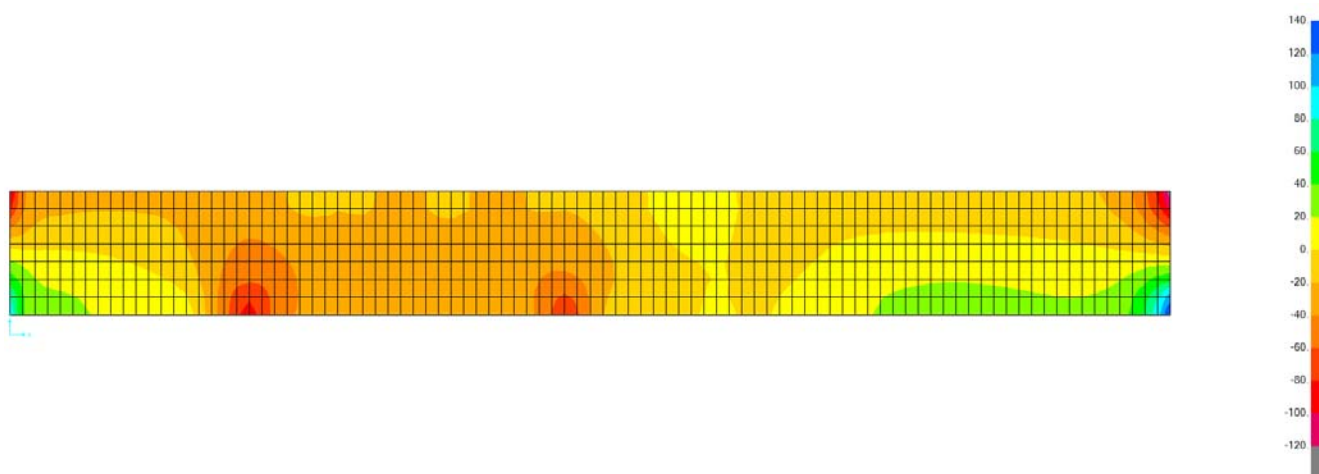


Figura 8-23 – F22 "sisma NL +y"

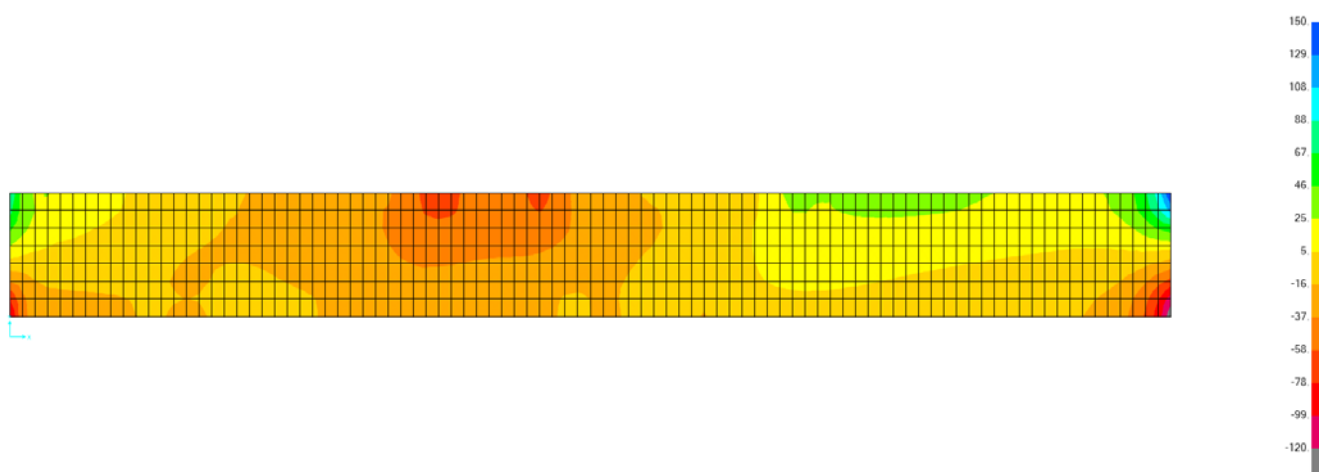


Figura 8-24 – F22 "sisma NL -y"

La verifica è ampiamente soddisfatta.

VERIFICA A FLESSIONE – M22

La resistenza a flessione della fondazione in senso longitudinale è calcolata tramite il software VCaSlu:

Titolo: _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	7.54	5
			2	7.54	20

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

M_{xRd} 62.65 kN m

Materiali:

da prove	da prove
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 388 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm²	f_{cd} 18.81
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.94 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$ 0 N/mm²	τ_{co} 0.7333
	τ_{c1} 2.114

σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 388 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 16.73 ‰
 d 20 cm
 x 3.46 x/d 0.173
 δ 0.7

Figura 8-25 - Momento resistente in mezzeria

Titolo: _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	6.7	5
			2	6.7	20

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

M_{xRd} 57.21 kN m

Materiali:

da prove	da prove
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 388 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm²	f_{cd} 18.81
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.94 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$ 0 N/mm²	τ_{co} 0.7333
	τ_{c1} 2.114

σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 388 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 17.74 ‰
 d 20 cm
 x 3.296 x/d 0.1648
 δ 0.7

Figura 8-26 - Momento resistente all'estremità

La verifica è eseguita definendo sul modello le mappature relative allo stato di sforzo M22, limitando il range in funzione del momento resistente minore, che è quello associato ai punti di estremità.

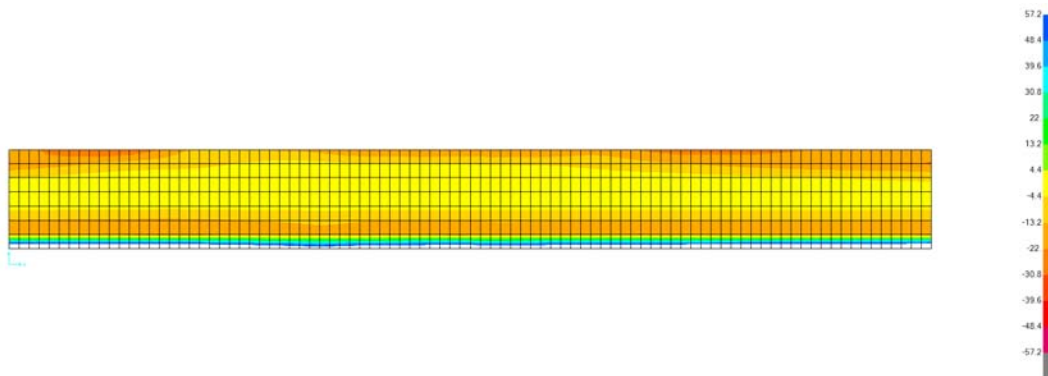


Figura 8-27 – M22 "sisma NL +y"

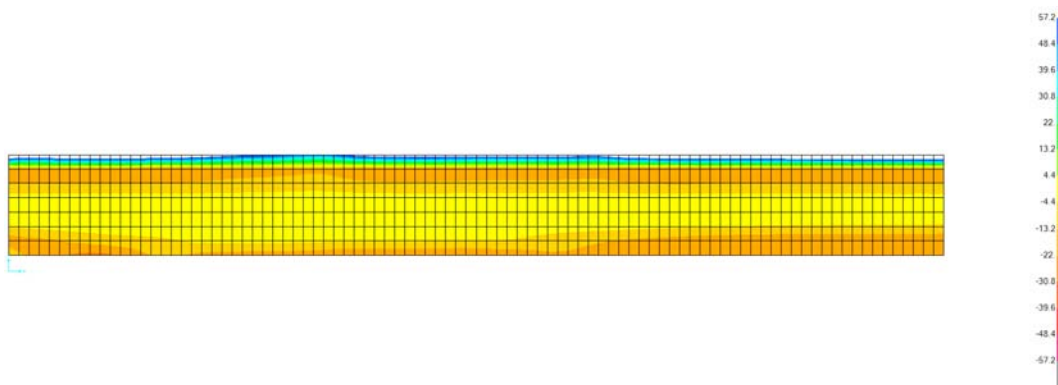


Figura 8-28 – M22 "sisma NL -y"

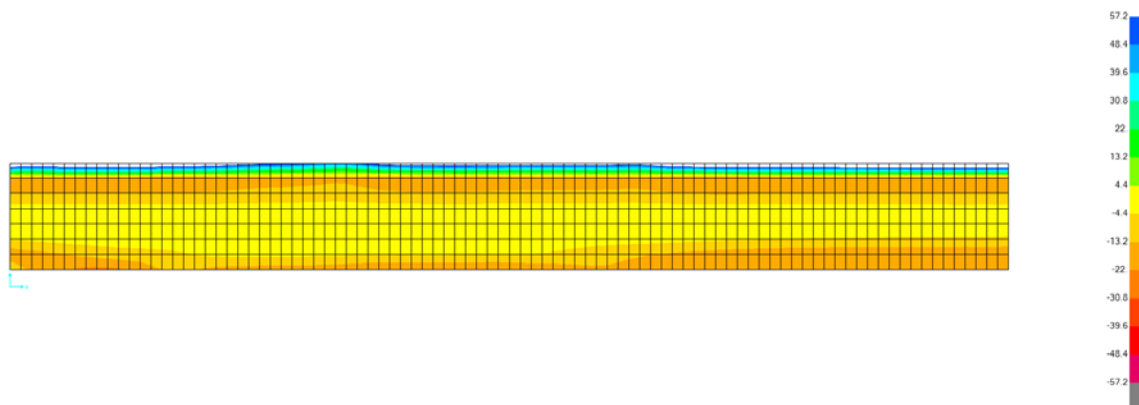


Figura 8-29 – M22 a SLU

Si osserva che esistono delle zone concentrate in cui il momento supera quello resistente, concentrate a ridosso del passaggio da soletta esistente a nuova. Tali zone si estendono per un'area molto inferiore a quella del singolo elemento finito ed effettuando una media sul singolo elemento si ottengono valori che rispettano ampiamente il limite di resistenza. La verifica è quindi soddisfatta.

VERIFICA A FLESSIONE – M11

La resistenza a flessione della fondazione in senso longitudinale è calcolata tramite il software VCaSlu:

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	5.65	5
			2	5.65	20

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

da prove		da prove	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	388 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd}	18.81
E_s / E_c	15	f_{cc} / f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.94 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	0 N/mm²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

M_{Rd} 49.55 kNm

σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 388 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 20.84 ‰
 d 20 cm
 x 2.876 x/d 0.1438
 δ 0.7

Figura 8-30 - Momento resistente M11

La verifica è eseguita definendo sul modello le mappature relative allo stato di sforzo M22, considerando come limiti del range la resistenza a flessione massima di 49.55 kNm/m.

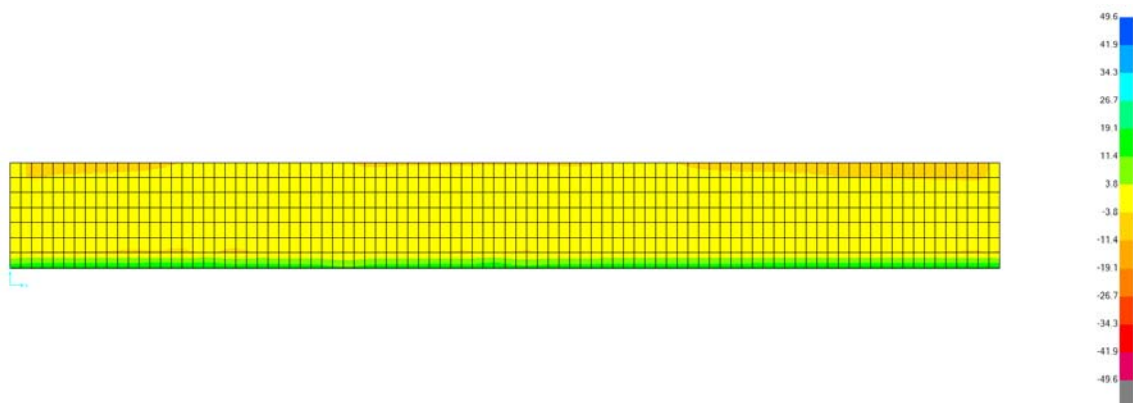


Figura 8-31 – M11 "sisma NL +y"

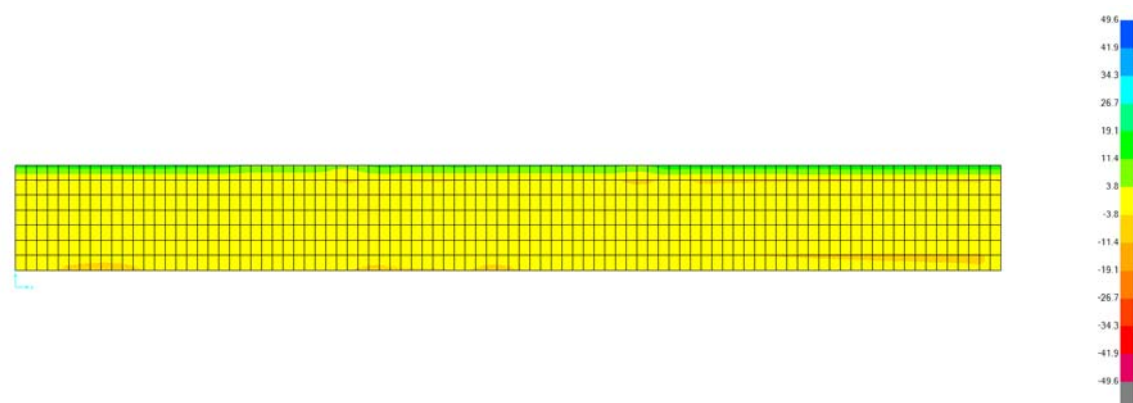


Figura 8-32 – M11 "sisma NL -y"

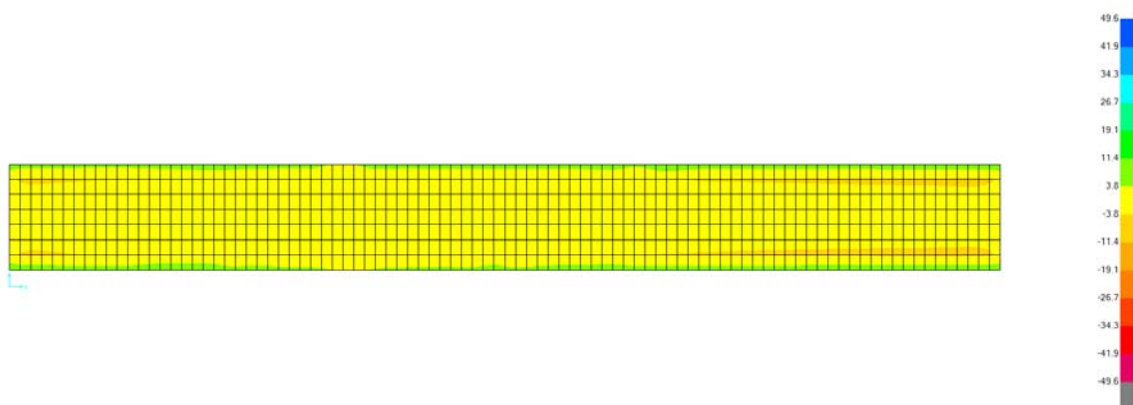


Figura 8-33 – M11 a SLU

La verifica è ampiamente soddisfatta per tutti e tre i casi di carico.

8.1.7 VERIFICA A SLU E SLV – Solettone esistente

VERIFICA A FLESSIONE – M22

Le verifiche a flessione del solettone vengono eseguite considerandolo come un sistema di travetti a doppio T di altezza 100 cm, con larghezza dell'anima di 20 cm e spessore delle ali di 15 cm (valore medio che considera la geometria rastremata per la presenza della cavità circolare di alleggerimento), armati secondo quanto dedotto dalle indagini in sito.

La resistenza flessione si determina sfruttando il software di calcolo VCaslu, separando la resistenza in direzione ortogonale ai binari (direzione di orditura dei solai) da quella in direzione longitudinale.

Per quanto riguarda la flessione nel senso dell'orditura (M22), poiché la disposizione è differente al lembo inferiore e superiore a seconda che ci si riferisca alla sezione di collegamento con i muri o a quella di mezzeria, si identifica il momento resistente negativo all'estremo del travetto e positivo nella mezzeria. Con riferimento a 1 m di soletta:

- All'estremo del travetto sono presenti al lembo teso: $5\phi 20 + 4\phi 16 = 23.75 \text{ cm}^2$
- In mezzeria sono presenti al lembo teso: $4\phi 26 = 21.24 \text{ cm}^2$

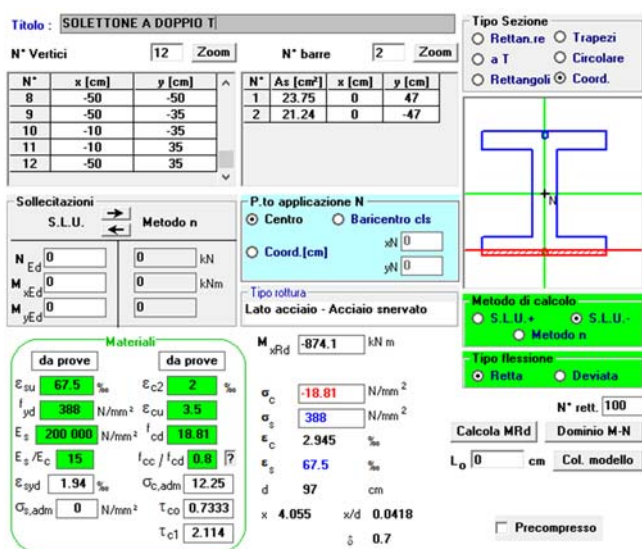


Figura 8-34 - Momento resistente di estremità

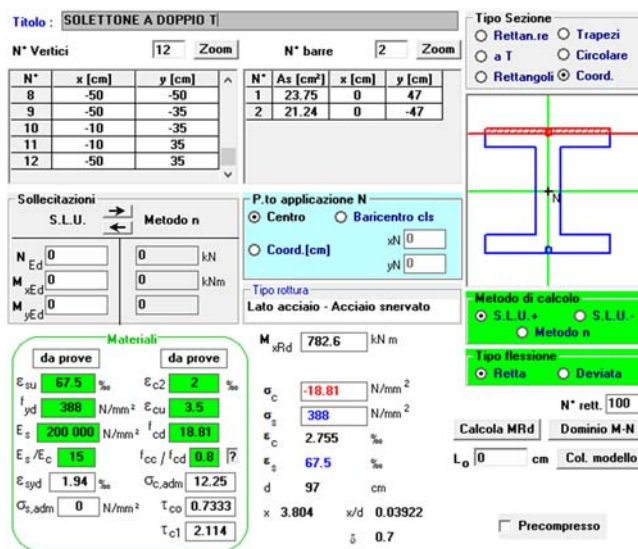


Figura 8-35- Momento resistente in mezzeria

I $4\phi 26$ corrono per tutta la lunghezza della trave e di conseguenza la resistenza a flessione positiva all'estremità è la medesima che si ha in mezzeria.

Per eseguire la verifica si riporta la mappatura della sollecitazione flettente da modello. Tale sollecitazione è identificata dalla componente M22 nel modello.

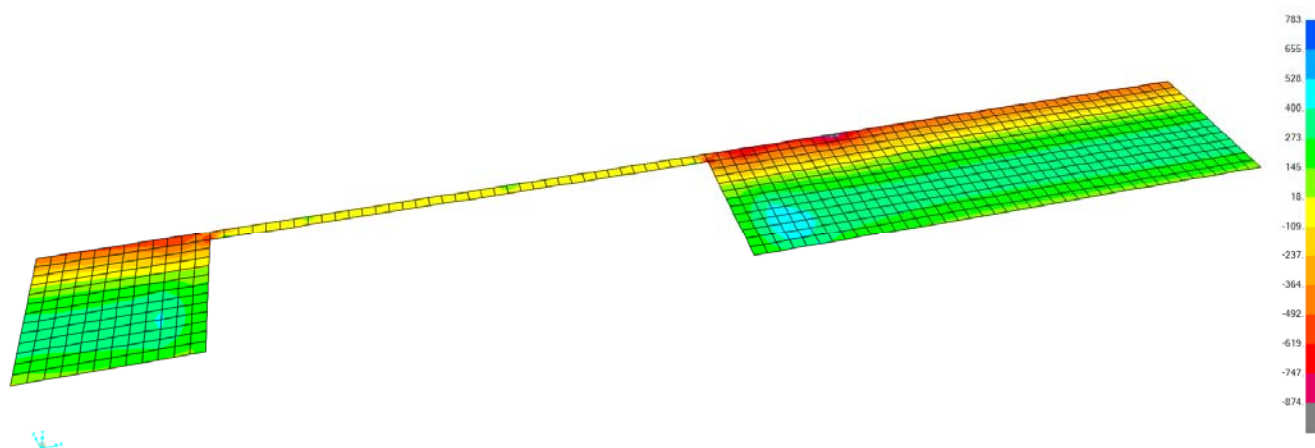


Figura 8-36 - M22 "sisma NL +y"

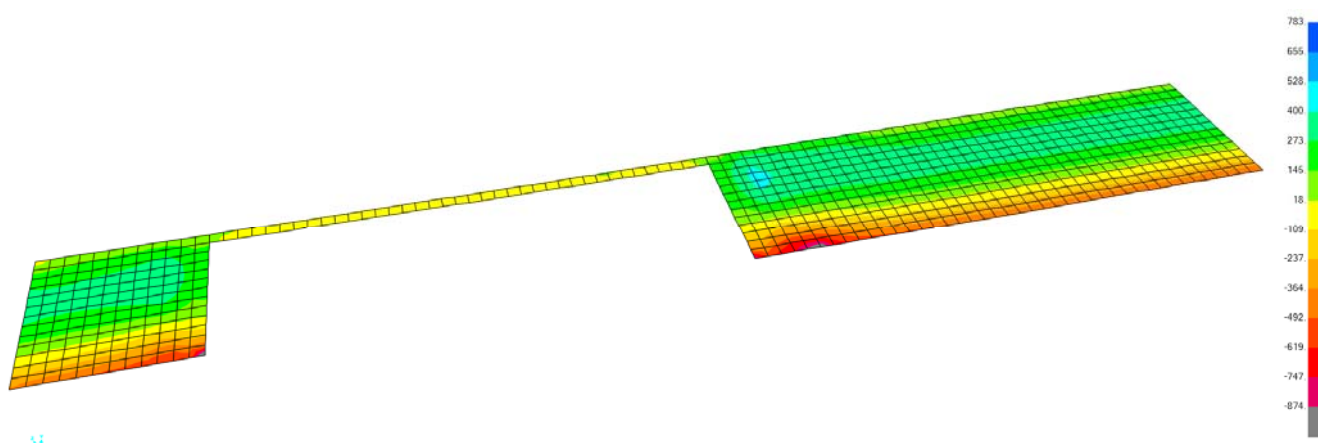


Figura 8-37 - M22 "sisma NL -y"

Si riporta inoltre la mappatura delle sollecitazioni per la combinazione di SLU:

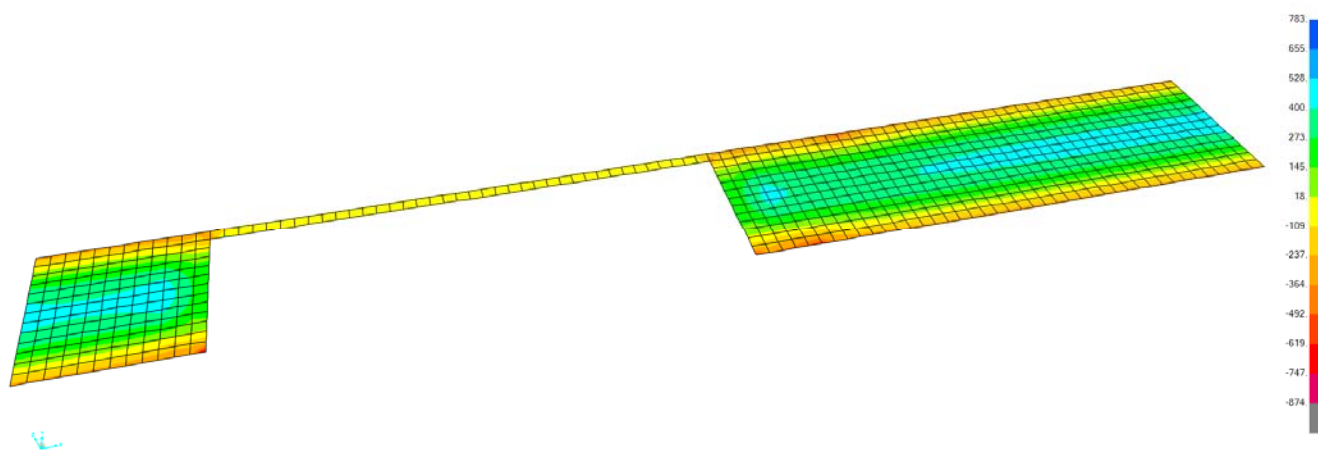


Figura 8-38 - M22 a SLU

I grafici mostrano come i limiti di resistenza che corrispondono alla disposizione di armatura esistente coprano tutta la sollecitazione. La verifica risulta di conseguenza soddisfatta.

Si sottolinea inoltre che le concentrazioni di momento maggiori si hanno in prossimità del foro rettangolare definito nello stato di progetto, tuttavia queste zone verranno demolite e rifatte, per cui sarà possibile provvedere ad inserire un adeguato quantitativo di armatura, tale da garantire la resistenza richiesta.

Si evidenzia inoltre come la combinazione di stato limite ultimo sia associata ad una sollecitazione minore rispetto a quelle sismiche.

VERIFICA A FLESSIONE – M11

Per quanto riguarda la direzione longitudinale del tunnel si calcola il momento resistente, considerando che, data la bassa percentuale di armatura, l'asse neutro sarà alto e quindi rientrerà all'interno dell'ala compressa, con la formula semplificata: $M_{Rd} = 0.9 \cdot d \cdot A_s \cdot f_{yd}$

L'armatura è identificata da 1 ϕ 12/30 al lembo inferiore e superiore, cui corrisponde: $M_{Rd} = \pm 125 \text{ kNm/m}$

Per eseguire la verifica si riporta la mappatura della sollecitazione flettente da modello. Tale sollecitazione è identificata dalla componente M11 nel modello.

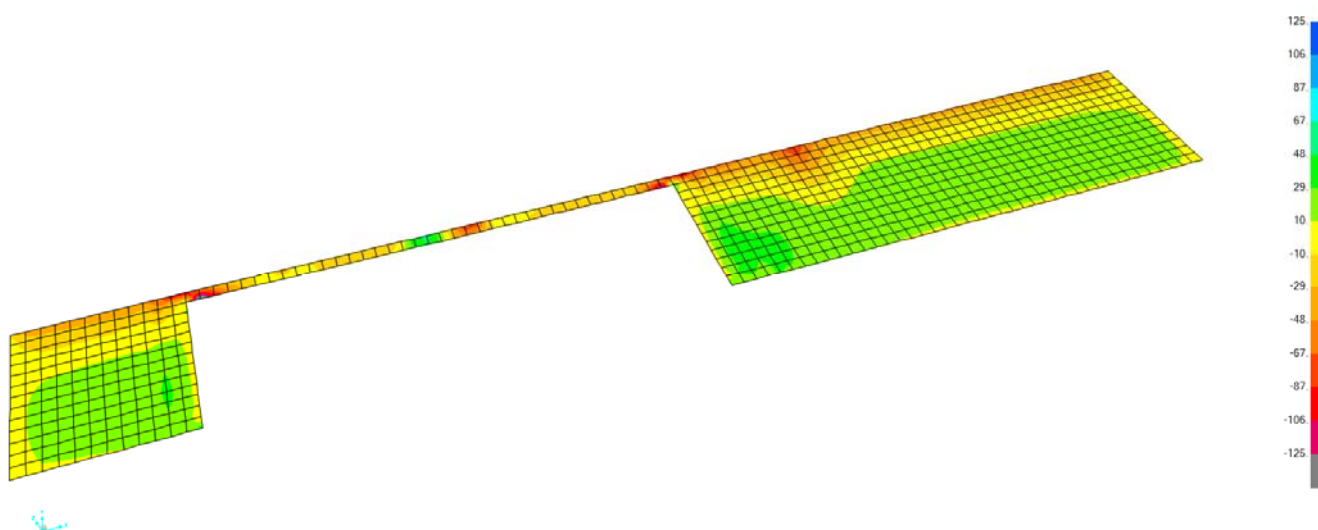


Figura 8-39 - M11 "sisma NL +y"

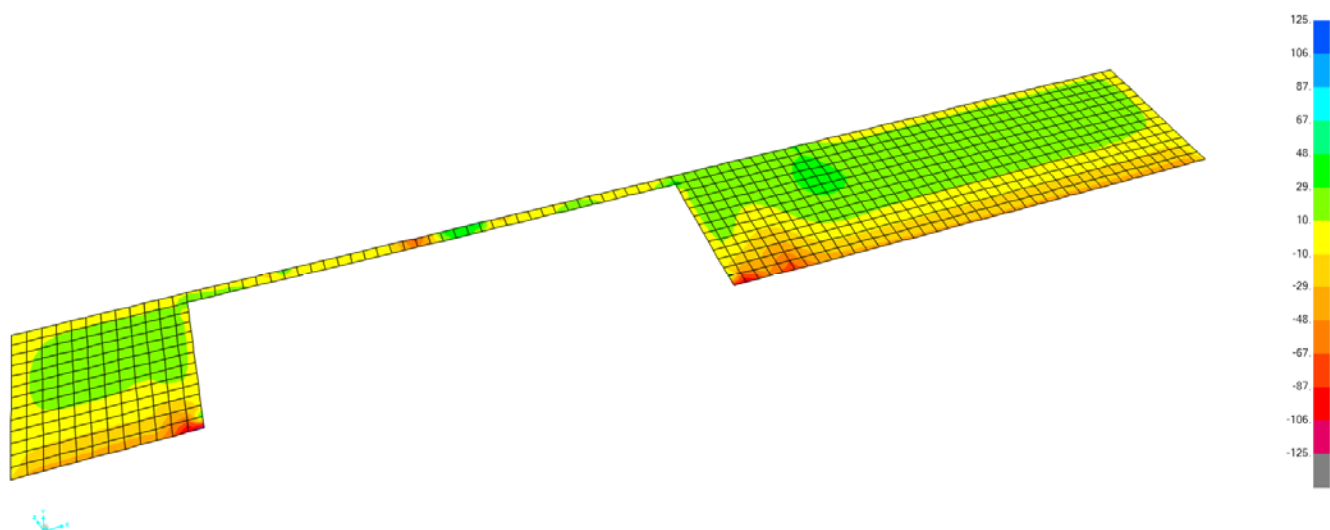


Figura 8-40 - M11 "sisma NL -y"

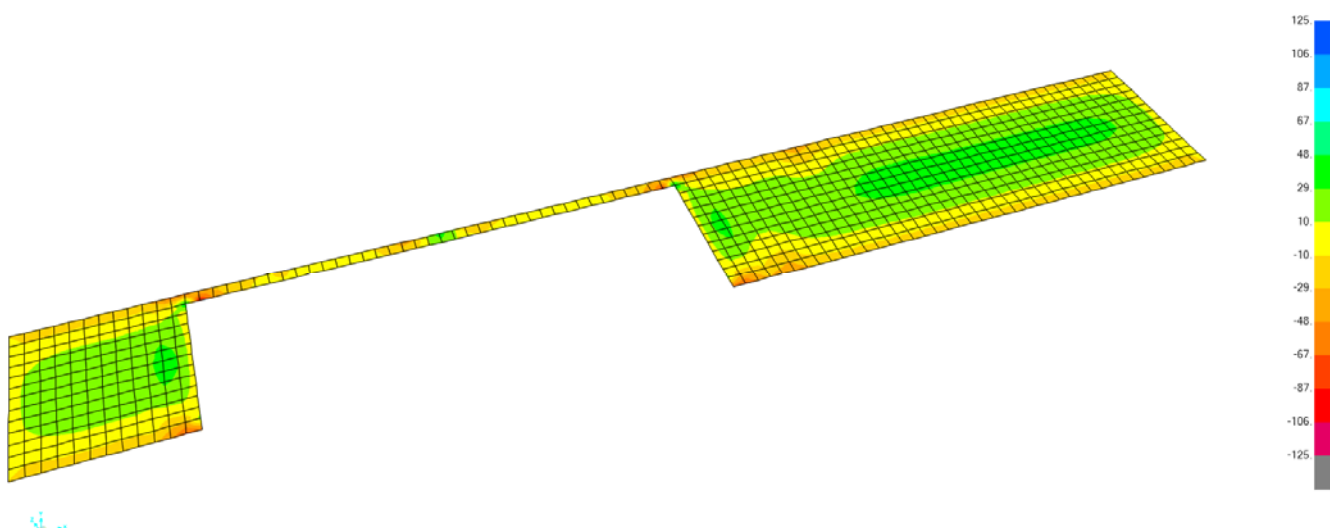


Figura 8-41 - M11 a SLU

I grafici mostrano come i limiti di resistenza che corrispondono alla disposizione di armatura esistente coprano tutta la sollecitazione. La verifica risulta di conseguenza soddisfatta.

Si sottolinea inoltre che le concentrazioni di momento maggiori si hanno in prossimità del foro rettangolare definito nello stato di progetto, tuttavia queste zone verranno demolite e rifatte, per cui sarà possibile provvedere ad inserire un adeguato quantitativo di armatura, tale da garantire la resistenza richiesta.

Si evidenzia inoltre come la combinazione di stato limite ultimo sia associata ad una sollecitazione minore rispetto a quelle sismiche.

VERIFICA A TAGLIO - V23

Il taglio in senso trasversale al tunnel (V23) deve essere portato da un'apposita distribuzione di armatura trasversale, tuttavia le indagini in sito hanno evidenziato che le staffe previste nel progetto originario non sono in realtà chiuse e questo rende impossibile considerarle interamente collaboranti.

Nella verifica a taglio si considerano reagenti:

- I ferri sagomati con disposizione 1 ϕ 12/35 per l'80%, considerando la loro inclinazione di circa 30° rispetto alla verticale;
- Le staffe con disposizione 1 ϕ 12/30 per il 20%.

La resistenza a taglio è calcolata per il singolo travetto considerando un comportamento a trave:

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC 2018			
SEZIONE SOLETTONE IN C.A. - MASSIMA SOLLECITAZIONE DI TAGLIO			
<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>		<i>Caratteristiche Materiali</i>	
Base	b = 20 cm	Rck = 40 Mpa	
Altezza	h = 100 cm	fck = 33.2 N/mm ²	
Altezza utile di calcolo	d = 97 cm	fcd = 18.81 N/mm²	
Base efficace	b _w = 20 cm	f _{tk} = 540 N/mm ²	
Area armature	A _{s1} = 23.75 cm ²	f _{yk} = 446 N/mm ²	
		f _{yd} = 388 N/mm ²	
Azione trazione/compress.	N _{sd} = 0 kN		
taglio agente (V _{ed})	V _{sd} = 0 kN		
VERIFICA DELLA RESISTENZA SENZA ARMATURA D'ANIMA			
resistenza a taglio di calcolo (VRd1)			
$V_{rd1} = \left[0.18 \cdot k \cdot \left(\frac{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \right)^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d = 116 \text{ kN}$		verificato	
		b _w · d = 68.6 kN si	
Effetto di ingranamento degli inerti:		k = 1.45	
Rapporto geometrico d'armatura:		ρ = 0.01	
tensione compressione/trazione		σ _{cp} = 0.00 N/mm ²	
		n _{min} = 0.35	
VERIFICA DELLA RESISTENZA CON ARMATURA D'ANIMA			
<i>taglio da assorbire con l'armatura trasversale</i>			
diametro staffe	Ø _{staffe} = - mm		
numero bracci staffe	n = -		
area sezione trasversale dell'armatura a tagli	A _{sw} = - mm ²		
passo delle staffe	s = - mm		
<i>Verifica armatura</i>			
$\frac{A_{sw}}{s} = 0.598 \text{ mm}^2/\text{mm}$		ctg α = 0	
		sin α = 1	
		ctg θ = 1.50	
		n = ##	
$V_{Rd1} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (ctg \alpha + ctg \theta) \cdot \sin \alpha = 304 \text{ kN}$		verificato	
<i>Verifica a schiacciamento del puntone compresso</i>			
$V_{Rd2} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (ctg \alpha + ctg \theta) \cdot (1 + ctg^2 \theta) = 758 \text{ kN}$		verificato	

La resistenza a taglio di progetto è di 304 kN/m.

Per eseguire la verifica si riporta la mappatura della sollecitazione tagliante da modello, imponendo come limite del range il taglio massimo resistente ± 304 kN/m.

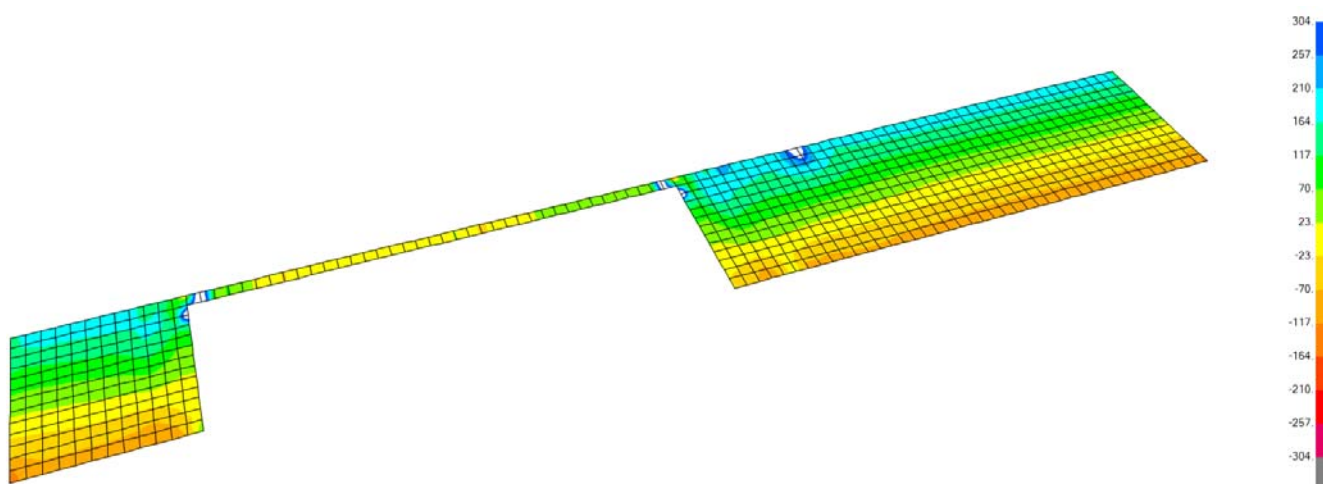


Figura 8-42 - V23 "sisma NL +y"

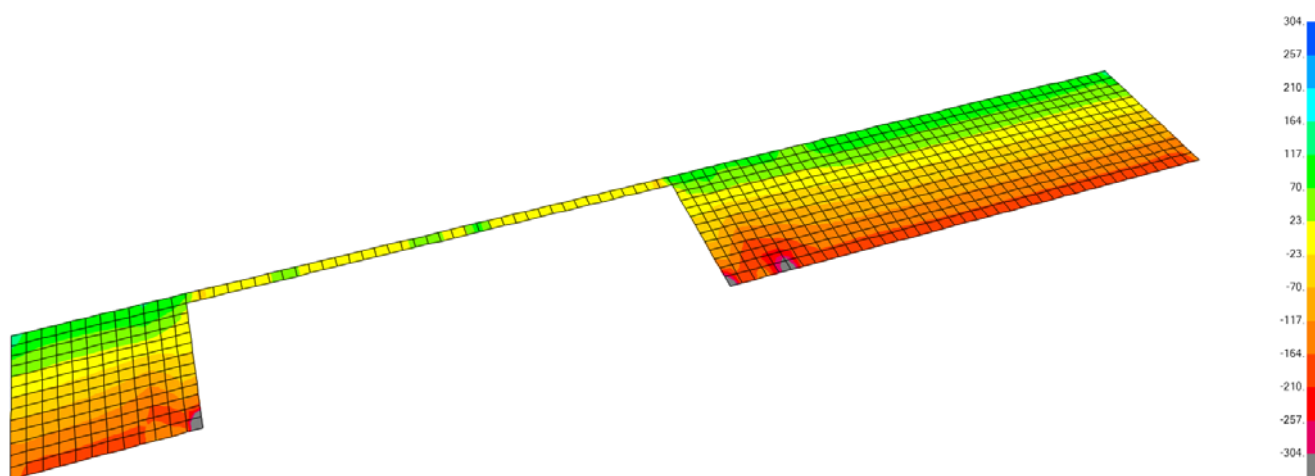


Figura 8-43 - V23 "sisma NL -y"

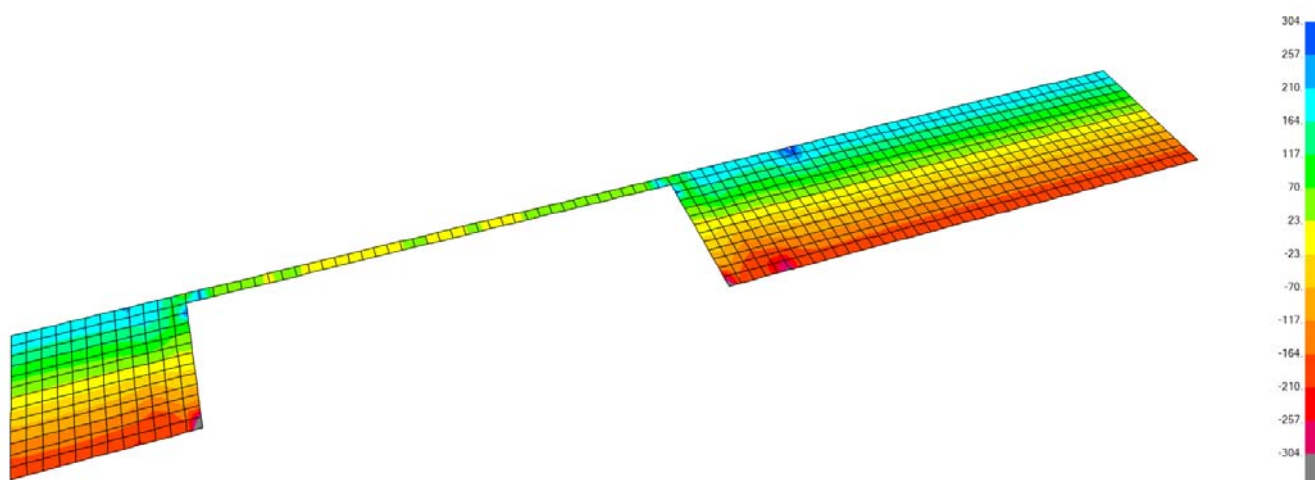


Figura 8-44 - V23 a SLU

Anche per quanto riguarda il taglio si osserva come la sollecitazione sia maggiore nel caso della combinazione sismica.

Si hanno piccole zone di concentrazione della sollecitazione in cui il picco supera il massimo taglio resistente, tuttavia tali zone sono concentrate o in prossimità del foro rettangolare (zona che viene demolita e rifatta, armandola adeguatamente), o all'attacco tra i setti verticali e il solettone. Queste ultime zone non sono significative in quanto il contatto puntuale tra elementi shell ortogonali è causa di distribuzione di sforzi con picchi di concentrazione non realistici e associati unicamente alla modellazione numerica. Operando un'integrazione sulla lunghezza di 1 m (dimensione degli EF della mesh) i valori rientrano ampiamente nel range ammissibile.

Altrove la verifica è soddisfatta.

8.1.8 VERIFICA A SLU E SLV – Muri del tunnel (spessore 70 cm)

VERIFICA A FLESSIONE – M22

Per quanto riguarda la verifica a flessione è necessario considerare che il momento resistente dei muri da 70 cm dipende dalla quota, in quanto varia la disposizione delle armature secondo quanto prescritto dal progetto originale:

- Alla base è presente $1\phi 20/20$ sia al lembo esterno che al lembo interno;
- In sommità sono presenti $1+1\phi 20/20$ al lembo esterno e $1\phi 20/20$ al lembo interno.

Il momento resistente nelle due configurazioni è calcolato tramite il programma VCaSlu:

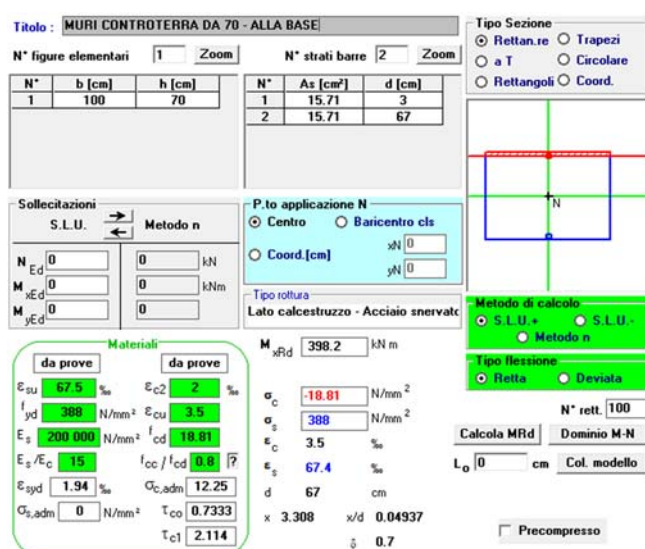


Figura 8-45 - Momento resistente alla base

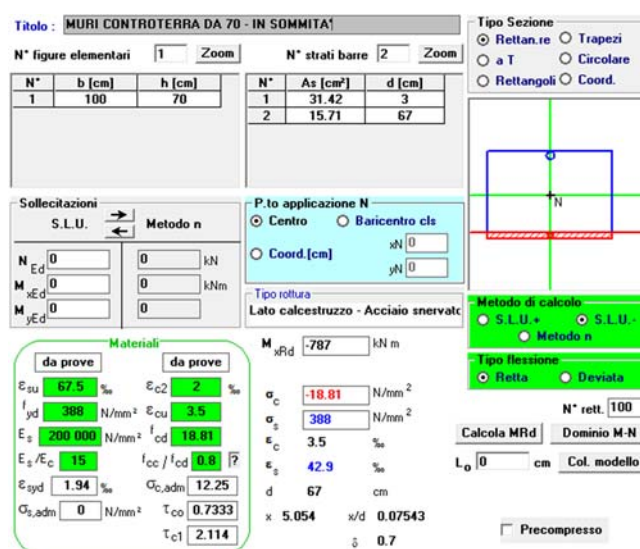


Figura 8-46- Momento resistente in sommità

Data la poca influenza dell'armatura compressa, il momento resistente in sommità verso l'esterno è il medesimo che si ha alla base.

Verifica della flessione alla base dei muri

Per eseguire la verifica si riporta la mappatura della sollecitazione flettente da modello, imponendo come limite del range il momento massimo resistente ± 398.2 kNm/m. La zona della mappatura a cui fare riferimento è solamente quella inferiore.

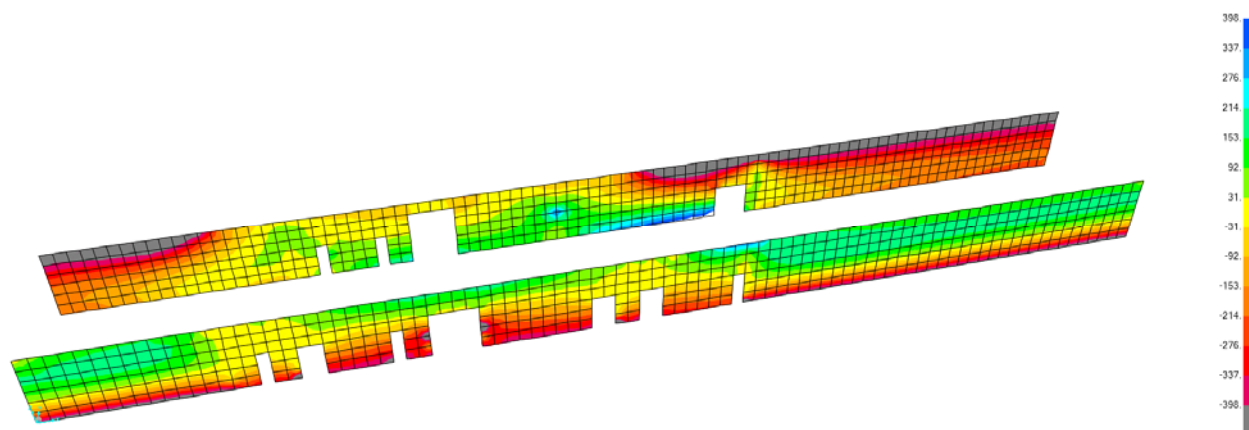


Figura 8-47 - M22 "sisma NL +y"

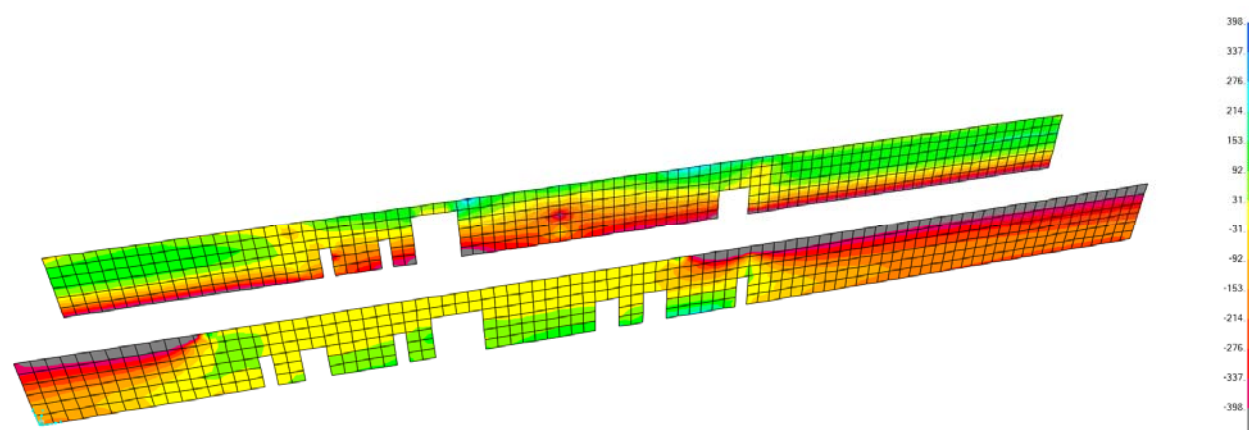


Figura 8-48 - M22 "sisma NL -y"

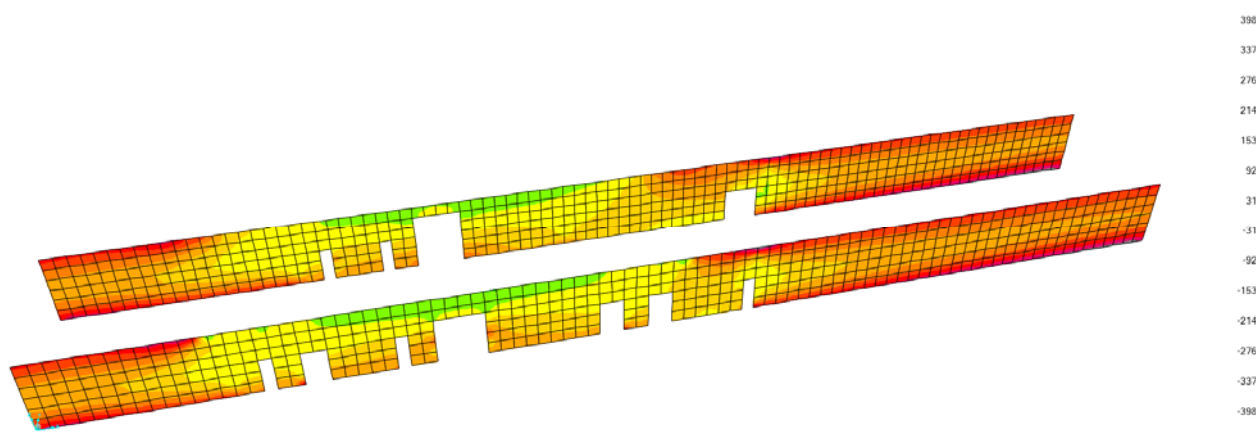


Figura 8-49 - M22 a SLU

Anche in questo caso la sollecitazione associata alla combinazione di stato limite ultimo presenta valori inferiori a quella sismica.

Si osserva che il range definito copre tutta la mappatura eccetto per zone limitate. Operando un'integrazione sulla lunghezza di 1 m (dimensione degli EF della mesh) i valori rientrano ampiamente nel range ammissibile.

Verifica della flessione alla sommità dei muri

Per eseguire la verifica si riporta la mappatura della sollecitazione flettente da modello, imponendo come limite del range il momento massimo resistente +398.2 kNm/m e -787 kNm/m. La zona della mappatura a cui fare riferimento è solamente quella superiore.

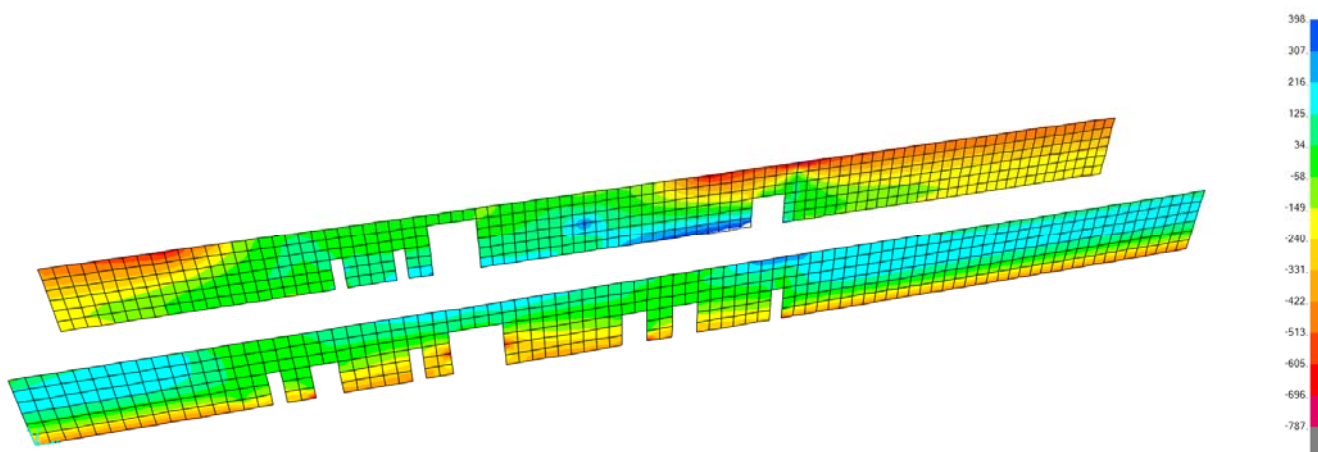


Figura 8-50 - M22 "sisma NL +y"

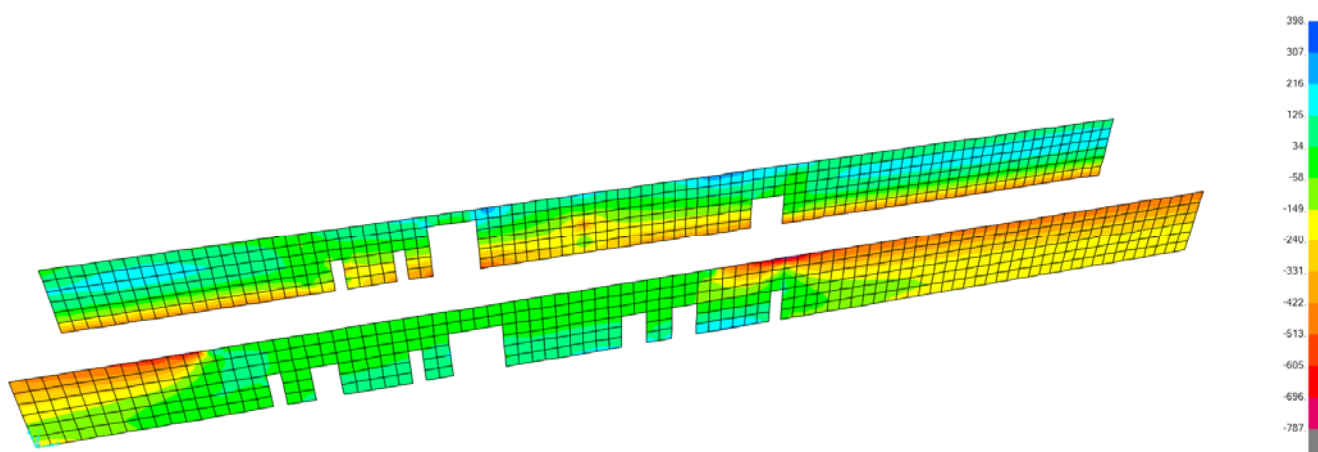


Figura 8-51 - M22 "sisma NL -y"

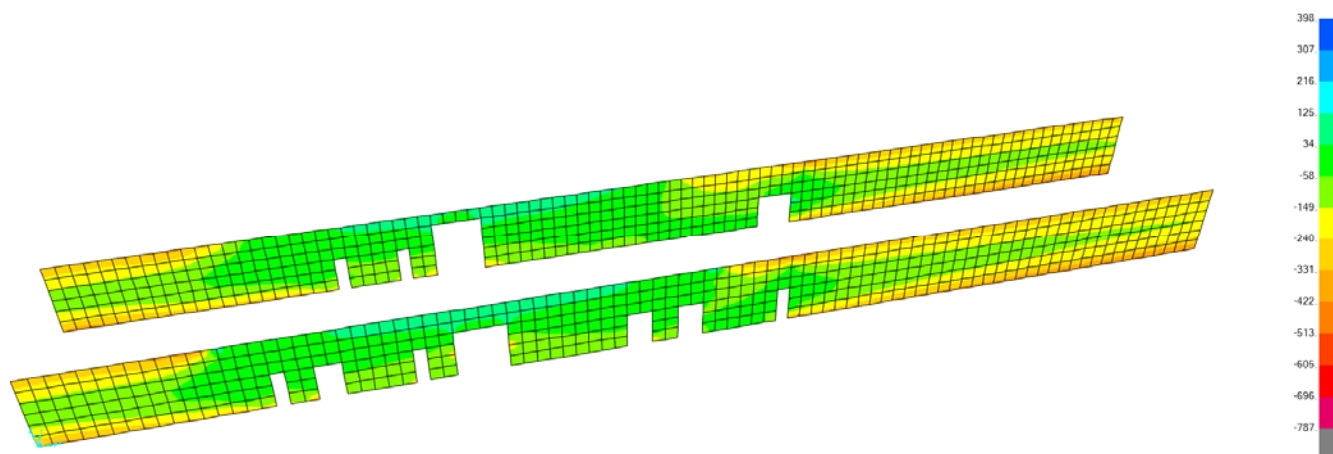


Figura 8-52 - M22 a SLU

Il range definito copre l'intera mappatura e la verifica è quindi soddisfatta.

Le sollecitazioni sismiche danno luogo a sollecitazioni di importanza maggiore rispetto a quelle relative allo SLU.

VERIFICA A TAGLIO – V23

Il taglio in senso trasversale al tunnel (V23) deve essere portato dalla distribuzione di armatura trasversale evidenziata dalle indagini:

- ferri con disposizione 1φ12/40

La resistenza a taglio è calcolata su 1 m di muro, considerando un comportamento a trave:

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC 2018			
SEZIONE MURO CONTROTERRA IN C.A. (sezione di base)			
MASSIMA SOLLECITAZIONE DI TAGLIO			
<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>		<i>Caratteristiche Materiali</i>	
Base	b = 100 cm	Rck = 40 Mpa	
Altezza	h = 70 cm	fck = 33.2 N/mm ²	
Altezza utile di calcolo	d = 67 cm	fcd = 18.81 N/mm²	
Base efficace	bw = 100 cm	f _{yk} = 540 N/mm ²	
Area armature	As1 = 15.71 cm ²	f _{yk} = 446 N/mm ²	
		f _{yd} = 388 N/mm ²	
Azione trazione/compress.	Nsd = 0 kN		
taglio agente (V _{ed})	Vsd = 0 kN		
VERIFICA DELLA RESISTENZA SENZA ARMATURA D'ANIMA			
resistenza a taglio di calcolo (VRd1)			
$V_{rd1} = \left[0.18 \cdot k \cdot \left(\frac{100 \cdot \rho \cdot f_{cd}}{\gamma_c} \right)^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d = 246 \text{ kN}$			
$< (V_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 260 \text{ kN}$			
Effetto di ingranamento degli inerti:		k = 1.55	
Rapporto geometrico d'armatura:		ρ = 0.00	
tensione compressione/trazione		σ _{cp} = 0.00 N/mm ²	
		η _{min} = 0.39	
VERIFICA DELLA RESISTENZA CON ARMATURA D'ANIMA			
<i>taglio da assorbire con l'armatura trasversale</i>			
diametro staffe	Ø _{staffa} = 12 mm		
numero bracci staffe	n = 2.5		
area sezione trasversale dell'armatura a tagli	Asw = 282.74 mm ²		
passo delle staffe	s = 400 mm		
<i>Verifica armatura</i>			
$\frac{A_{sw}}{s} = 0.71 \text{ mm}^2/\text{mm}$		ctg α = 0	
		sin α = 1	
		ctg θ = 2.00	
$V_{rd1} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw} / s) \cdot f_{yd} \cdot (ctg \alpha + ctg \theta) \cdot \sin \alpha = 331 \text{ kN}$			
<i>Verifica a schiacciamento del puntone compresso</i>			
		a _c = 1	
		f _{cd} = 9.41 N/mm ²	
$V_{rd1} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot a_c \cdot f_{cd} \cdot (ctg \alpha + ctg \theta) \cdot (1 + ctg^2 \theta) = 2269 \text{ kN}$			

La resistenza a taglio di progetto è di 331 kN/m.

Per eseguire la verifica si riporta la mappatura della sollecitazione tagliante da modello, imponendo come limite del range il taglio massimo resistente ± 331 kN/m.

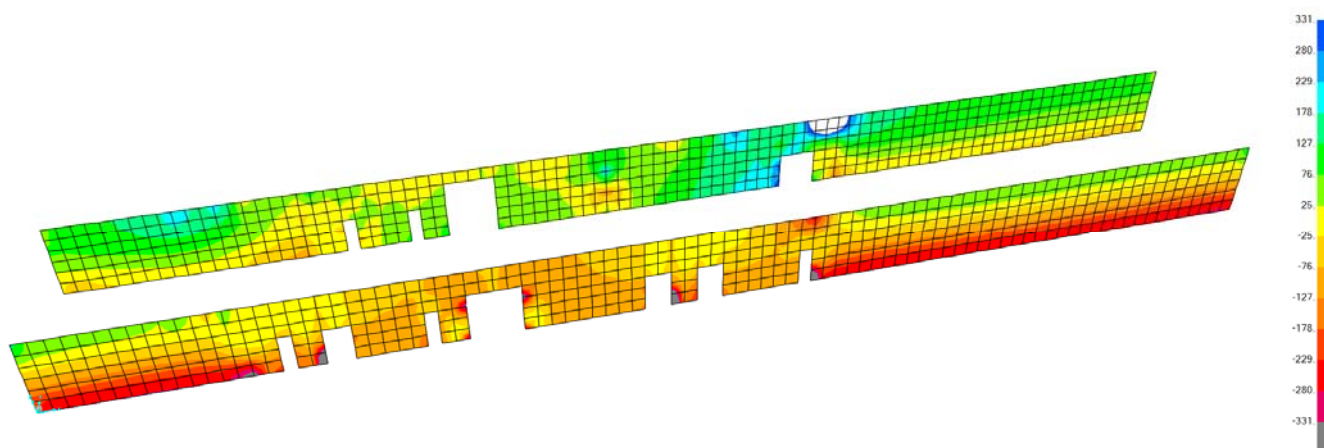


Figura 8-53 - V23 "sisma NL +y"

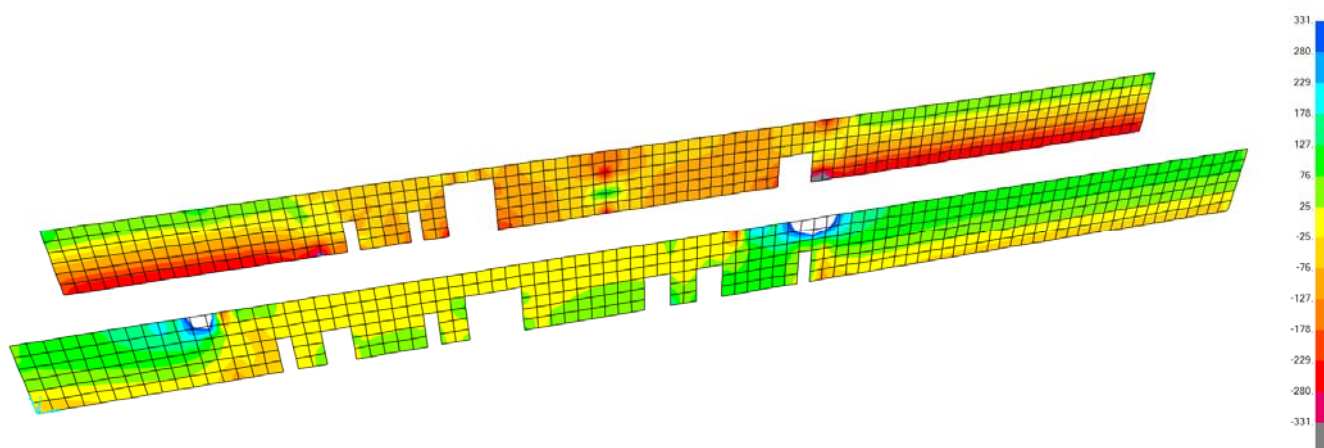


Figura 8-54 - V23 "sisma NL -y"

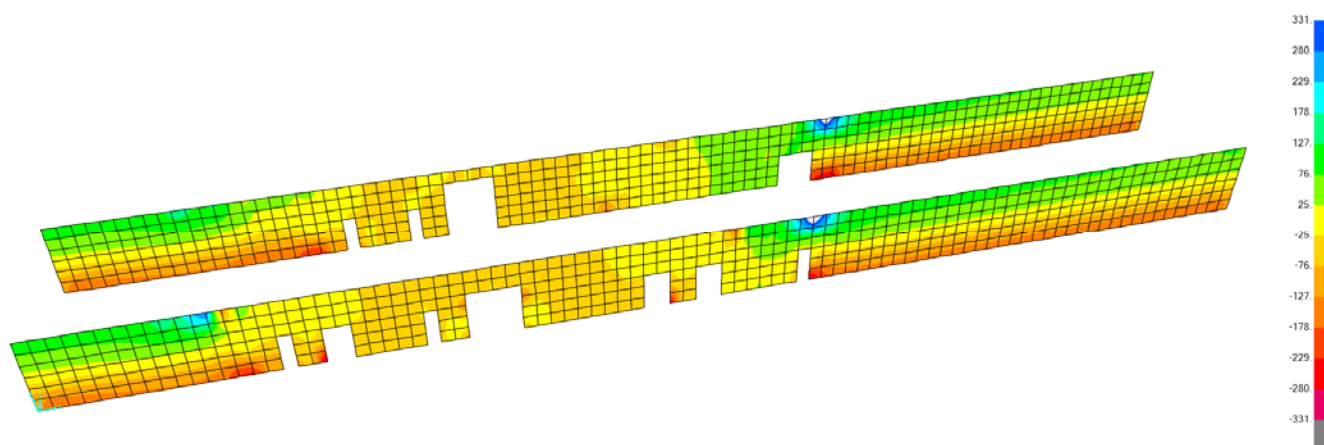


Figura 8-55 - V23 a SLU

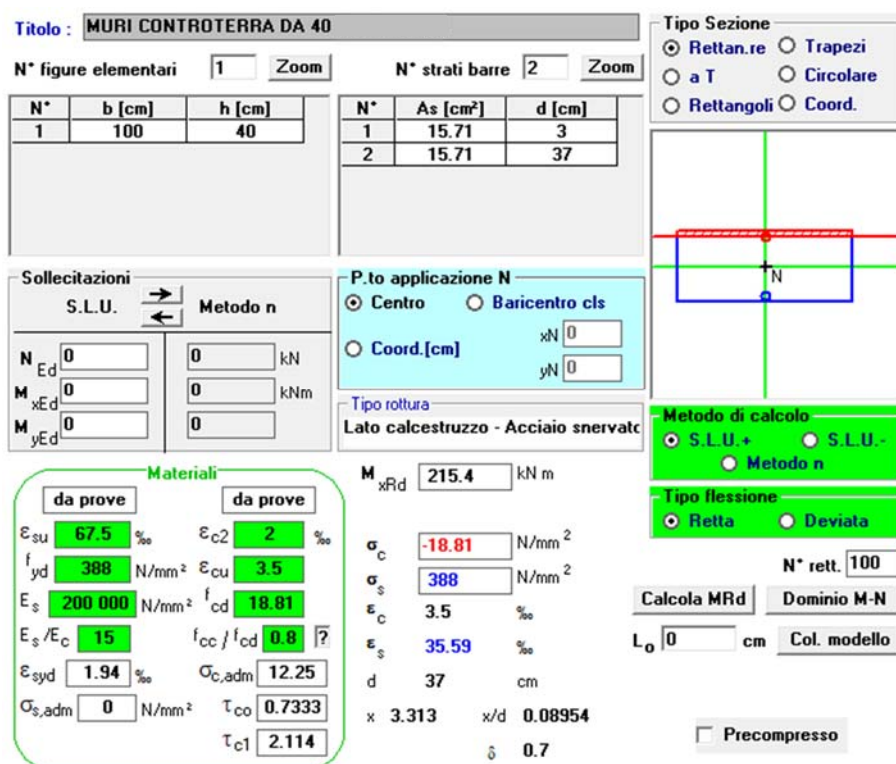
8.1.9 VERIFICA A SLU E SLV – Muri degli interrati (spessore 40 cm)

VERIFICA A FLESSIONE – M22

Per quanto riguarda la verifica a flessione si considera la disposizione di armatura rilevata con le indagini:

- Alla base è presente 1 ϕ 20/20 sia al lembo esterno che al lembo interno;
- In sommità è presente 1 ϕ 20/20 sia al lembo esterno che al lembo interno.

Il momento resistente nelle due configurazioni è il medesimo e viene calcolato tramite il programma VCaSlu:



Titolo: MURI CONTROTERRA DA 40

N° figure elementari: 1 **Zoom** **N° strati barre:** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	3
2	15.71	37

Tipo Sezione: ☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 0 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

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:

da prove		da prove	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	388 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd}	18.81 N/mm²
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.94 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25 N/mm²
$\sigma_{s,adm}$	0 N/mm²	τ_{co}	0.7333 N/mm²
		τ_{c1}	2.114 N/mm²

M_{xRd}: 215.4 kN m

σ_c : -18.81 N/mm²
 σ_s : 388 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 35.59 ‰
d: 37 cm
x: 3.313 x/d: 0.08954
 δ : 0.7

Figura 8-56 - Momento resistente alla base

Per eseguire la verifica si riporta la mappatura della sollecitazione flettente da modello, imponendo come limite del range il momento massimo resistente ± 215.4 kNm/m.

Anche in questo caso la sollecitazione associata alla combinazione di stato limite ultimo presenta valori inferiori a quella sismica.

Si osserva che il range definito copre tutta la mappatura eccetto per zone limitate. Operando un'integrazione sulla lunghezza di 1 m (dimensione degli EF della mesh) i valori rientrano ampiamente nel range ammissibile.

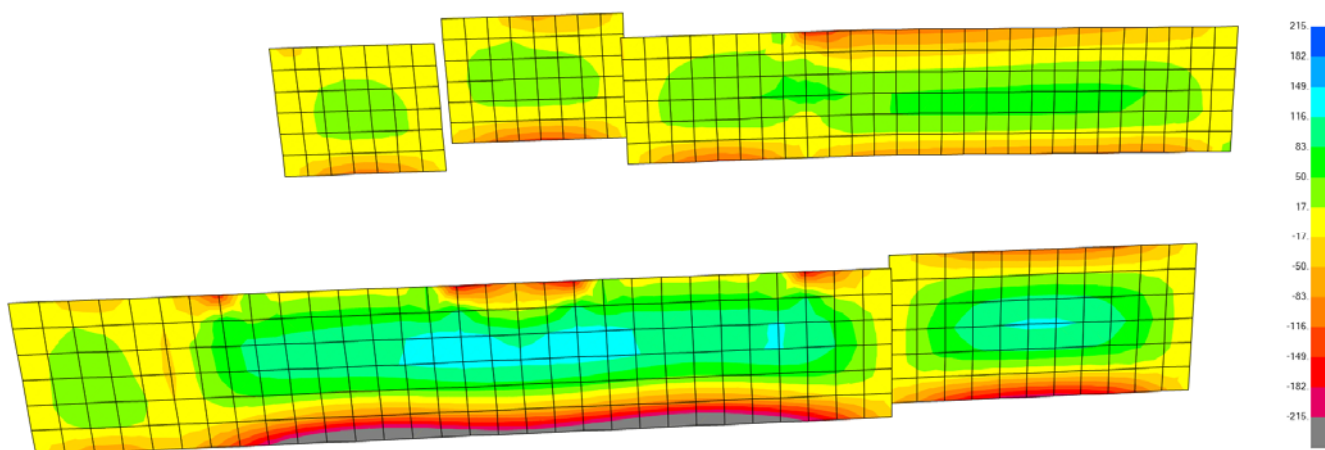


Figura 8-57 - M22 "sisma NL +y"

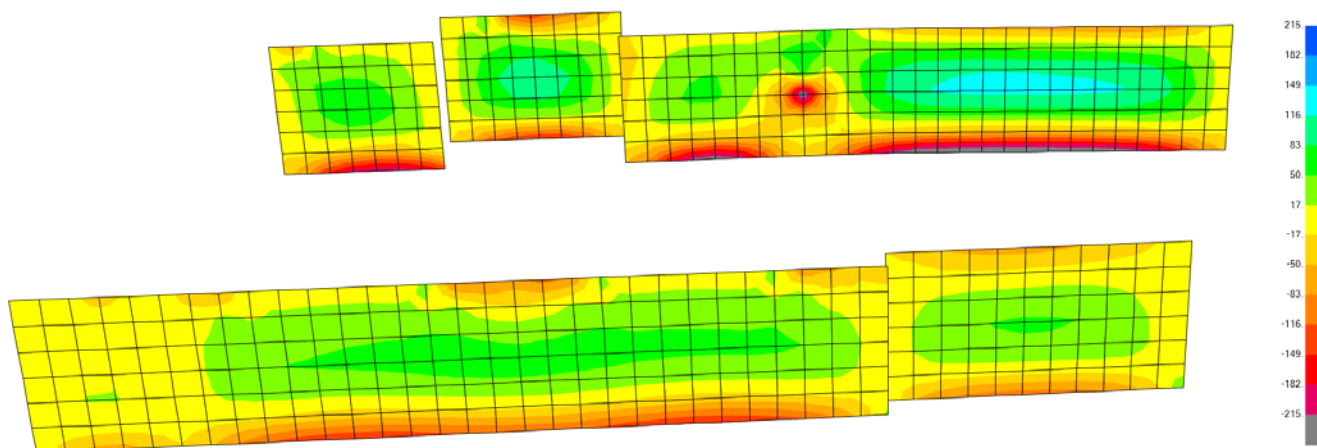


Figura 8-58 - M22 "sisma NL -y"

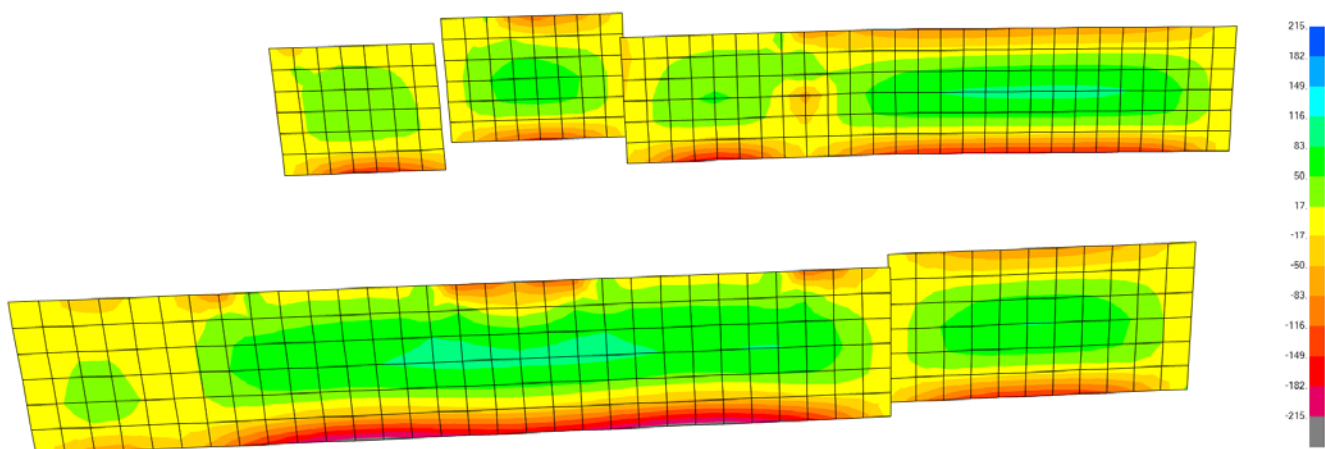


Figura 8-59 - M22 a SLU

VERIFICA A TAGLIO – V23

Il taglio in senso trasversale al tunnel (V23) deve essere portato dalla distribuzione di armatura trasversale evidenziata dalle indagini:

- ferri con disposizione 1φ12/40

La resistenza a taglio è calcolata su 1 m di muro, considerando un comportamento a trave:

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC 2018			
SEZIONE MURO CONTROTERRA IN C.A. (sezione di base)			
MASSIMA SOLLECITAZIONE DI TAGLIO			
<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>		<i>Caratteristiche Materiali</i>	
Base	b= 100 cm	Rck = 40 Mpa	
Altezza	h= 40 cm	fck = 33.2 N/mm ²	
Altezza utile di calcolo	d= 37 cm	fcd = 18.81 N/mm²	
Base efficace	bw= 100 cm	f _{tk} = 540 N/mm ²	
Area armature	As1= 15.71 cm ²	f _{yk} = 446 N/mm ²	
		f _{yd} = 388 N/mm ²	
Azione trazione/compress.	Nsd= 0 kN		
taglio agente (V _{ed})	Vsd= 0 kN		
VERIFICA DELLA RESISTENZA SENZA ARMATURA D'ANIMA			
resistenza a taglio di calcolo (VRd1)			
$V_{rd1} = \left[0.18 \cdot k \cdot \left(\frac{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \right)^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d = 186 \text{ kN}$			
> (V _{min} + 0.15 · σ _{cp}) · b _w · d = 171 kN			
Effetto di ingranamento degli inerti:		k= 1.74	
Rapporto geometrico d'armatura:		ρ= 0.00	
tensione compressione/trazione		σ _{cp} = 0.00 N/mm ²	
		n _{min} = 0.46	
VERIFICA DELLA RESISTENZA CON ARMATURA D'ANIMA			
<i>taglio da assorbire con l'armatura trasversale</i>			
diametro staffe	Ø _{staffe} = 12 mm		
numero bracci staffe	n= 2.5		
area sezione trasversale dell'armatura a tagli	Asw= 282.74 mm ²		
passo delle staffe	s= 400 mm		
<i>Verifica armatura</i>			
$\frac{A_{sw}}{s} = 0.71 \text{ mm}^2/\text{mm}$		ctg α = 0	
		sin α = 1	
		ctg θ = 2.50	
$V_{Rd1} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw} / s) \cdot f_{yd} \cdot (ctg \alpha + ctg \theta) \cdot \sin \alpha = 228 \text{ kN}$			
<i>Verifica a schiacciamento del puntone compresso</i>			
		a _c = 1	
		f _{cd} = 9.41 N/mm ²	
$V_{Rd2} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (ctg \alpha + ctg \theta) / (1 + ctg^2 \theta) = 1080 \text{ kN}$			

La resistenza a taglio di progetto è di 228 kN/m.

Per eseguire la verifica si riporta la mappatura della sollecitazione tagliante da modello, imponendo come limite del range il taglio massimo resistente ± 228 kN/m.

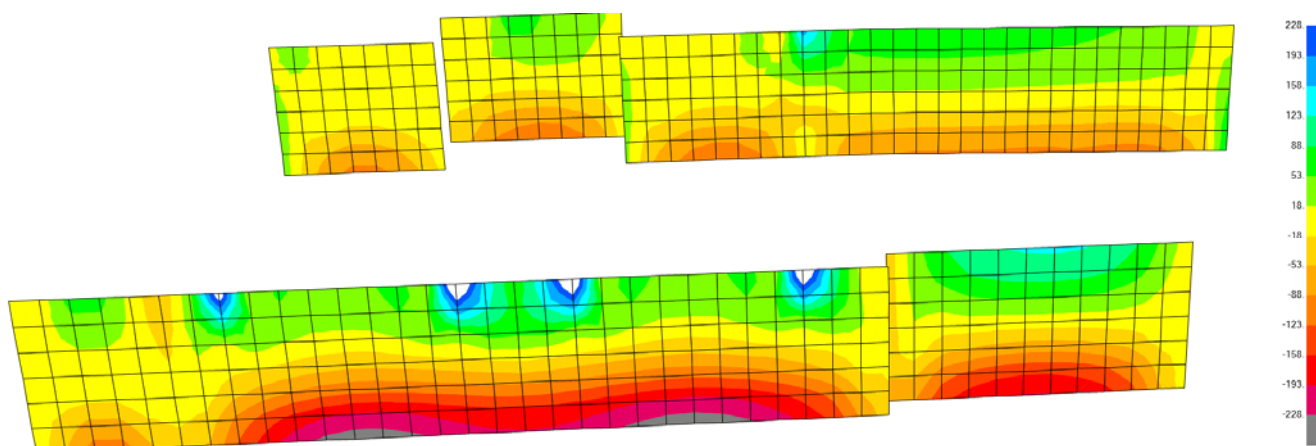


Figura 8-60 - V23 "sisma NL +y"

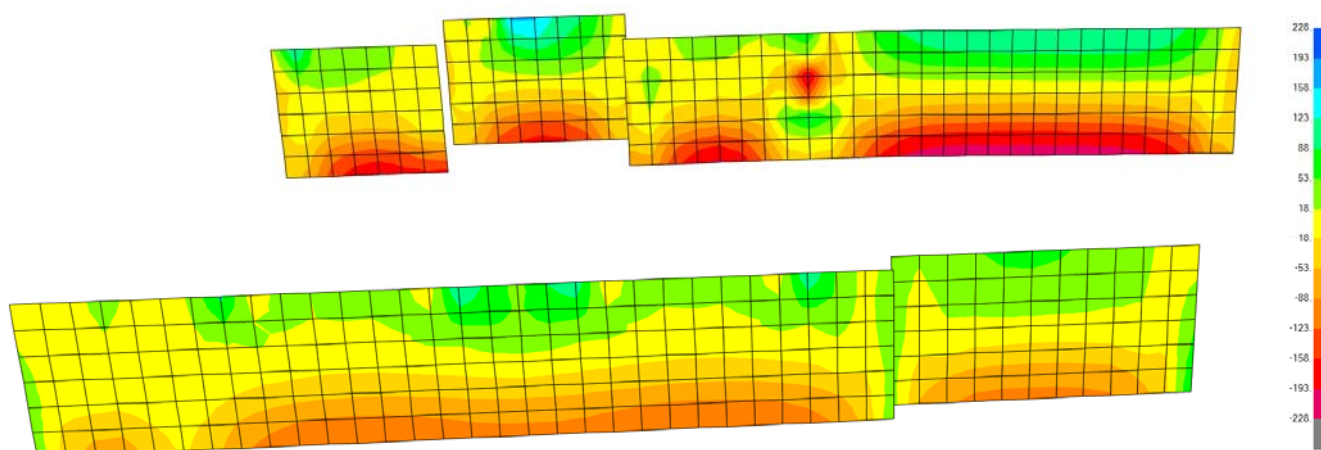


Figura 8-61 - V23 "sisma NL -y"

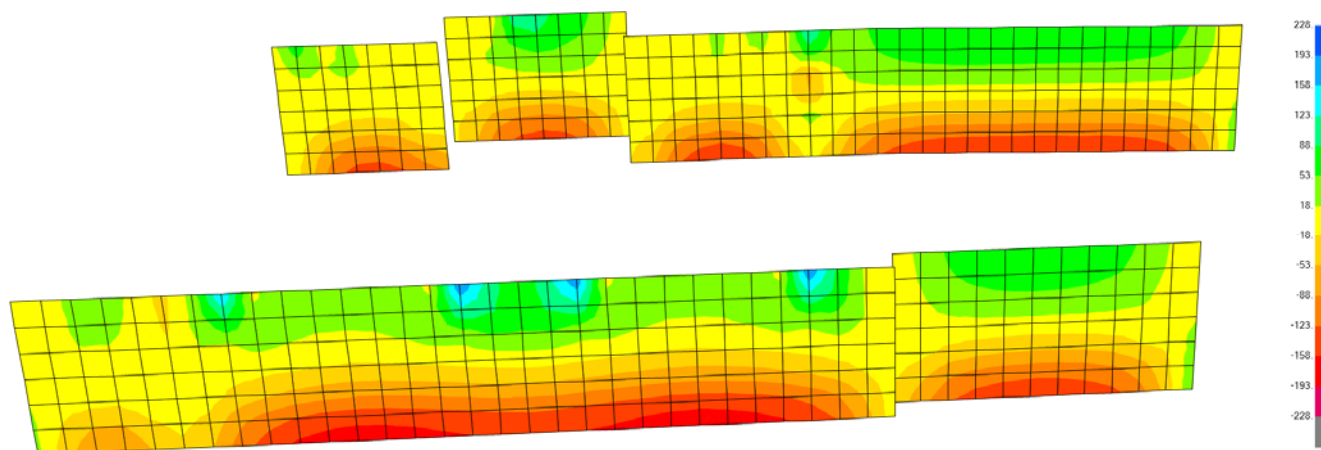


Figura 8-62 - V23 a SLU

La verifica è rispettata in quanto esistono unicamente delle zone localizzate alla base dei muri nella combinazione sisma NL +y in cui il valore limite viene superato, ma eseguendo un'integrazione su 1 m (dimensione dell'EF della mesh) le sollecitazioni rientrano nei valori ammissibili.

Nel calcolo della resistenza si è adottato un valore della cotangente pari a 2.5 (massimo), al fine di sfruttare al meglio le armature previste dal progettista originale. Secondo questo approccio è necessario considerare la traslazione del momento flettente, tuttavia, poiché la disposizione delle armature longitudinali non cambia dalla base alla sommità del muro, tale problema non risulta essere rilevante.

8.1.10 VERIFICA A SLV – Setti

Poiché l'analisi a elementi finiti ha evidenziato una criticità dei setti ortogonali alla direzione dei binari nelle combinazioni sismiche, si è previsto di aumentare la loro sezione impiegando Spritz beton per uno spessore di 10 cm e inserendo in tale spessore il debito quantitativo di armatura aggiuntivo.

Nella figura seguente si evidenziano i setti di riferimento per il calcolo: in blu sono evidenziati i setti realizzati ex novo, in rosso i setti esistenti che vengono rinforzati.

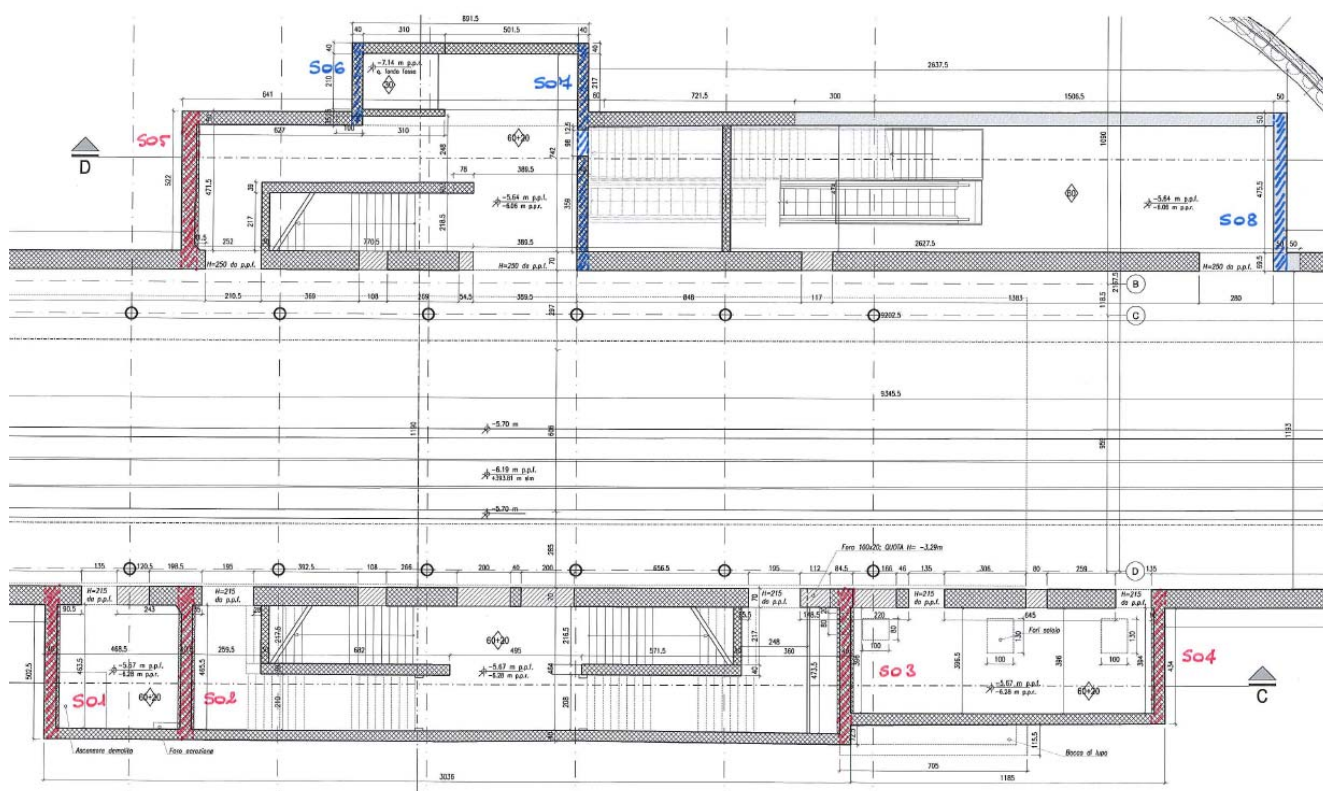


Figura 8-63 - Setti

VERIFICA A TAGLIO

Si riporta di seguito il riassunto delle verifiche a taglio considerando il quantitativo di armatura che si inserirà:

Combinazione d carico "sisma NL + y":

+y NL	L	Bw	N _{Ed}	V _{Ed}	M _{Ed}	V _{Rd}	γ	A _s
	mm	mm	kN	kN	kNm	kN	-	-
S01	5000	500	-325	165	25	2767	16.77	1 ϕ 12/15''+2 ϕ 12/40''
S02	5000	500	-1042	2042	1687	2767	1.36	1 ϕ 12/15''+2 ϕ 12/40''
S03	5000	400	-903	1638	1323	2767	1.69	1 ϕ 12/15''+2 ϕ 12/40''
S04	4000	500	-272	842	330	2214	2.63	1 ϕ 12/15''+2 ϕ 12/40''
S05	5000	500	611	1333	889	3160	2.37	1 ϕ 12/15''+2 ϕ 12/40''
S06	3000	400	281	189	158	2580	13.65	2 ϕ 14/15''
S07	7000	400	1134	880	1288	6021	6.84	2 ϕ 14/15''
S08	4000	500	643	2798	1576	3440	1.23	2 ϕ 14/15''

Combinazione d carico "sisma NL -y":

-y NL	L	Bw	N _{Ed}	V _{Ed}	M _{Ed}	V _{Rd}	γ	As
	mm	mm	kN	kN	kNm	kN	-	-
S01	5000	500	754	1576	999	2767	1.76	1 ϕ 12/15''+2 ϕ 12/40''
S02	5000	500	1344	282	453	2767	9.81	1 ϕ 12/15''+2 ϕ 12/40''
S03	5000	400	1124	2171	1271	2767	1.27	1 ϕ 12/15''+2 ϕ 12/40''
S04	4000	500	1075	2124	979	2214	1.04	1 ϕ 12/15''+2 ϕ 12/40''
S05	5000	500	-479	1029	624	3160	3.07	1 ϕ 12/15''+2 ϕ 12/40''
S06	3000	400	-272	863	415	2580	2.99	2 ϕ 14/15''
S07	7000	400	287	2536	5502	6021	2.37	2 ϕ 14/15''
S08	4000	500	-316	1279	699	3440	2.69	2 ϕ 14/15''

Si riportano nello specifico la verifica a taglio dei setti maggiormente sollecitati, differenziando il caso di setto esistente e realizzato ex novo.

Per il caso dei setti realizzati ex novo, quello maggiormente sollecitato risulta essere quello identificato dalla sigla S08 per la condizione di carico "sisma NL +y", mentre il setto esistente maggiormente sollecitato è S04 nella condizione "sisma NL -y".

Setto S08 nella combinazione di carico "sisma NL +y"

Dati geometrici				
Larghezza zona confinata (1)	B1	0.00	mm	
Larghezza zona confinata (2)	B2	0.00	mm	
Lunghezza zona confinata (1)	H1	0.00	mm	
Lunghezza zona confinata (2)	H2	0.00	mm	
Lunghezza complessiva setto di controvento	L	4000.00	mm	
Lunghezza anima	La	4000.00	mm	
Lunghezza utile di calcolo (= 0.8 La)	d	3200.00	mm	
Base efficace: larghezza minima della sezione = larghezza anima	Bw	500.00	mm	
Dati armatura				
Armatura verticale anima				
Diametro armature verticali	db,l	20.00	mm	
Passo armature verticali	pb,l	20.00	cm	
Area armature verticali	Asl	31.40	cmq	
Armatura orizzontale anima				
Diametro staffe	db,st	14.00	mm	
Numero bracci staffe	n°b,st	2.00		
Passo staffe	pb,st	15.00	cm	
Area staffe al metro lineare	Asw/s	2.05	mmq/mm	
Sollecitazioni di calcolo				
Azione assiale massima per carichi verticali in condizioni sismiche (combinazione QP)	N _{ed,QP}	0.00	kN	
<i>Se il fattore di struttura q è superiore a 2, si deve tener conto delle forza assiale dinamica aggiuntiva che si genera nelle pareti per effetto dell'apertura e chiusura di fessure orizzontali e del sollevamento dal suolo. In assenza di più accurate analisi essa può essere assunta pari al ±50% della forza assiale dovuta ai carichi verticali in condizioni sismiche.</i>				
Azione assiale "sismica" in combinazione SLV per verifica SLU	N _{ed,SLV}	643.00	kN	
Taglio massimo di base in combinazione sismica SLV per verifica SLU	V _{ed,b,SLV}	2798.00	kN	
Coefficiente amplificativo §7.4.4.5.1 NTC2008	α	1.00	-	
Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU	V _{ed,SLV}	2798.00	kN	
Azione flettente massima in combinazione SLV per verifica SLU	M _{ed,SLV}	1576.00	kN m	

Verifiche SLV			
Verifica limite forza normale di compressione §7.4.4.5.2.1 NTC2008			
$N_{ed,SLV,max} = 0.4 f_{cd} \times A_c$			
Azione assiale limite di compressione	area sezione in calcestruzzo	A_c	2.00 mq
		$N_{rd,SLV,max}$	15050.67 kN
Azione assiale in combinazione SLV per verifica SLU (azione assiale complessiva)		N_{ed}	643.00 kN
verifica e coefficiente di sicurezza		$\gamma_{N_{rd}/N_{ed}}$	23.41 OK
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio § 4.1.2.1.3.2 NTC 2008 - Resistenza di calcolo a taglio-trazione			
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$			
Inclinazione bielle compresse di calcestruzzo	$\cotg \theta$	1.50	-
Inclinazione armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90.00	°
Resistenza a taglio - trazione		$V_{rd,tt,SLV}$	3440.41 kN
Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU		$V_{ed,SLV}$	2798.00 kN
verifica e coefficiente di sicurezza		$\gamma_{V_{rd,tt}/V_{ed}}$	1.23 OK
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio § 4.1.2.1.3.2 NTC 2008 - Resistenza di calcolo a taglio-compressione			
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta) =$			
Sforzo di compressione (azione assiale ridotta: $N_{ed}, QP + N_{ed}, SLV$)	σ_{cp}	0.32	Mpa
	σ_{cp}/f_{cd}	0.02	-
Coefficiente maggiorativo per azione assiale di compressione	α_c	1.02	-
Resistenza a taglio - compressione		$V_{rd,tc,SLV}$	6362.03 kN
Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU		$V_{ed,SLV}$	2798.00 kN
verifica e coefficiente di sicurezza		$\gamma_{V_{rd,tc}/V_{ed}}$	2.27 OK
Verifica a scorrimento nelle zone critiche § 7.4.4.5.2.2 NTC 2008			
Resistenza a scorrimento con contributo effetto spinotto			
$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{array} \right.$			
	ΣA_{si}	22005.12	mmq
	f_{cd}	18.81	MPa
	f_{yd}	388.00	MPa
	$V_{dd,min}$	2444.08	kN
Contributo armatura inclinata			
$V_{id} = f_{yd} \cdot \sum A_{si} \cdot \cos \phi_i$			
	ΣA_{si}	12560.00	mmq
	ϕ_i	90.00	°
	f_{yd}	388.00	MPa
	V_{id}	0.00	kN
Contributo attrito			
$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot \left[\left(\sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed}/z \right] \\ 0,5\eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{array} \right.$			
	μ	0.60	-
	ΣA_{si}	12560.00	mmq
	ξ	0.19	-
	η	0.52	-
	V_{fd}	993.59	kN
Resistenza a scorrimento		$V_{rd,s}$	3437.67
Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU		$V_{ed,SLV}$	2798.00 kN
verifica e coefficiente di sicurezza		$\gamma_{V_{rd}/V_{ed}}$	1.23 OK

Setto S04 nella combinazione di carico "sisma NL -y"

Dati geometrici				
Larghezza zona confinata (1)	B1	0.00	mm	
Larghezza zona confinata (2)	B2	0.00	mm	
Lunghezza zona confinata (1)	H1	0.00	mm	
Lunghezza zona confinata (2)	H2	0.00	mm	
Lunghezza complessiva setto di controvento	L	4000.00	mm	
Lunghezza anima	La	4000.00	mm	
Lunghezza utile di calcolo (= 0.8 La)	d	3200.00	mm	
Base efficace: larghezza minima della sezione = larghezza anima	Bw	500.00	mm	
Dati armatura				
Armatura verticale anima				
Diametro armature verticali	db,l	20.00	mm	
Passo armature verticali	pb,l	20.00	cm	
Area armature verticali	Asl	31.40	cmq	
Armatura orizzontale anima				
Diametro staffe	db,st	12.00	mm	
Numero bracci staffe	n°b,st	2.00		
Passo staffe	pb,st	40.00	cm	
Area staffe al metro lineare	Asw/s	1.32	mmq/mm	
Sollecitazioni di calcolo				
Azione assiale massima per carichi verticali in condizioni sismiche (combinazione QP)	N _{ed,QP}	0.00	kN	
<i>Se il fattore di struttura q è superiore a 2, si deve tener conto delle forze assiali dinamiche aggiuntive che si generano nelle pareti per effetto dell'apertura e chiusura di fessure orizzontali e del sollevamento dal suolo. In assenza di più accurate analisi essa può essere assunta pari al ±50% della forza assiale dovuta ai carichi verticali in condizioni sismiche.</i>				
Azione assiale "sismica" in combinazione SLV per verifica SLU	N _{ed,SLV}	1075.00	kN	
Taglio massimo di base in combinazione sismica SLV per verifica SLU	V _{ed,b,SLV}	2124.00	kN	
Coefficiente amplificativo §7.4.4.5.1 NTC2008	α	1.00	-	
Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU	V _{ed,SLV}	2124.00	kN	
Azione flettente massima in combinazione SLV per verifica SLU	M _{ed,SLV}	979.00	kN m	

Verifiche SLV			
Verifica limite forza normale di compressione §7.4.4.5.2.1 NTC2008			
$N_{ed,SLV,max} = 0.4 f_{cd} \times A_c$			
area sezione in calcestruzzo	Ac	2.00	m ²
Azione assiale limite di compressione	N_{rd,SLV,max}	15050.67	kN
Azione assiale in combinazione SLV per verifica SLU (azione assiale complessiva)	N _{ed}	1075.00	kN
verifica e coefficiente di sicurezza	γ_{Nrd/Nsd}	14.00	OK
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio § 4.1.2.1.3.2 NTC 2008 - Resistenza di calcolo a taglio-trazione			
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (ctg \alpha + ctg \theta) \cdot \sin \alpha$			
Inclinazione bielle compresse di calcestruzzo	cotg θ	1.50	-
Inclinazione armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90.00	°
Resistenza a taglio - trazione	V_{rd,tt,SLV}	2213.71	kN
Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU	V _{ed,SLV}	2124.00	kN
verifica e coefficiente di sicurezza	γ_{Vrd,tt/Ved}	1.04	OK
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio § 4.1.2.1.3.2 NTC 2008 - Resistenza di calcolo a taglio-compressione			
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg \alpha + ctg \theta) / (1 + ctg^2 \theta) =$			
Sforzo di compressione (azione assiale ridotta: N _{ed} , QP+N _{ed} , SLV)	σ _{cp}	0.54	Mpa
	σ _{cp} /f _{cd}	0.03	-
Coefficiente maggiorativo per azione assiale di compressione	α _c	1.03	-
Resistenza a taglio - compressione	V_{rd,tc,SLV}	6433.84	kN
Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU	V _{ed,SLV}	2124.00	kN
verifica e coefficiente di sicurezza	γ_{Vrd,tc/Ved}	3.03	OK
Verifica a scorrimento nelle zone critiche § 7.4.4.5.2.2 NTC 2008			
Resistenza a scorrimento con contributo effetto spinotto			
$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{array} \right.$			
	ΣA _{si}	22005.12	mm ²
	f _{cd}	18.81	MPa
	f _{yd}	388.00	MPa
	V_{dd,min}	2444.08	kN
Contributo armatura inclinata			
$V_{id} = f_{yd} \cdot \sum A_{si} \cdot \cos \phi_i$			
	ΣA _{si}	12560.00	mm ²
	φ _i	90.00	°
	f _{yd}	388.00	MPa
	V_{id}	0.00	kN
Contributo attrito			
$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot \left[\left(\sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed}/z \right] \\ 0,5 \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{array} \right.$			
	μ	0.60	-
	ΣA _{si}	12560.00	mm ²
	ξ	0.21	-
	η	0.52	-
	V_{fd}	966.58	kN
Resistenza a scorrimento	V_{rd,s}	3410.66	
Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU	V _{ed,SLV}	2124.00	kN
verifica e coefficiente di sicurezza	γ_{Vrd/Ved}	1.61	OK

VERIFICA A FLESSIONE

Si riporta di seguito la verifica a flessione dei setti nella combinazione sismica. Per effettuare tale verifica si calcola il momento resistente tramite il programma VCaSlu e lo si confronta con il momento sollecitante riportato nelle tabelle precedenti, relative alle verifiche a taglio.

Il momento resistente dei setti S01, S02, S03, S04, S05 (setti di dimensione 0.5x5 m) è il seguente:

Titolo: S05

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 33 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	500

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6.28	4
2	6.28	19
3	6.28	34
4	6.28	49
5	6.28	64
6	6.28	79

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -479 0 kN
M_{xEd} 624 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

da prove		da prove	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	388 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd}	18.81
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.94 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	0 N/mm²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

M_{xRd} 16 089 kNm

σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 388 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 21.21 ‰
d 484 cm
x 68.54 x/d 0.1416
 δ 0.7

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

Figura 8-64 - momento resistente dei setti S01, S02, S03, S04, S05

Poiché il momento sollecitante nelle due combinazioni sismiche è notevolmente inferiore al valore riportato, la verifica è ampiamente soddisfatta.

8.1 VERIFICHE DELLA SCALA DI EMERGENZA

La scala di emergenza è una struttura realizzata ex novo, con materiali che seguono le prescrizioni della normativa vigente. In particolare, nel seguito si riportano i risultati delle verifiche di resistenza, con particolare riferimento alla combinazione SLV (che si è verificato essere la più gravosa).

Si considera che le strutture in elevazione siano realizzate con calcestruzzo caratterizzato da R_{ck} 40, mentre per le fondazioni si considera un R_{ck} 35.

8.1.1 SOFTWARE

Le elaborazioni mediante calcolatore sono state eseguite con l'ausilio dei seguenti programmi, di cui, secondo quanto prescritto nel D.M. 17/01/2018, si indicano di seguito origine, caratteristiche, titolo, autore, produttore, eventuale distributore, versione, estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione.

- Sap 2000 v 20 della Computer and structures, Inc Berkeley - Distribuito in Italia da CSI Italia Srl
- VCaslu v 7.7 dell'Ing. Pietro Gelfi (civil engineering free software)

I programmi vengono usati dalla scrivente in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie. Grazie alla raffinatezza dei modelli di calcolo è stato possibile analizzare il comportamento di tutti gli elementi compositivi delle stesse, considerando l'effettivo contributo alla rigidezza complessiva del sistema fornito da ciascun componente elementare. I criteri di modellazione prevedono la riproduzione fedele delle strutture così come sono state progettate e si prescrive siano realizzate.

8.1.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO

Il modello è tridimensionale e rappresenta il blocco scale secondo la geometria prevista dal progetto

La fondazione è stata modellata con elementi lastra a cui è stato applicato un vincolo verticale elastico con molle non lineari di tipo “compression only”.

L'analisi che si è eseguita è un'analisi non lineare, in cui il sisma è stato considerato con un carico statico equivalente, quindi non effettuando un'analisi con spettro di risposta: si è considerata come accelerazione di riferimento quella massima relativa al plateau dello spettro di progetto ($q = 1.5$).

Nel seguito si riporta un'immagine del modello di calcolo:

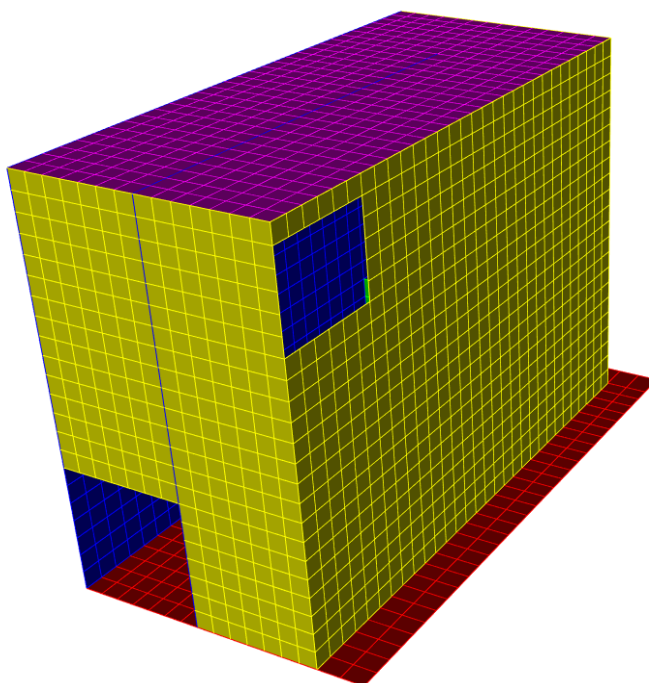


Figura 8-65 - Modello 3D della sala di emergenza

8.1.3 APPLICAZIONE DEI CARICHI

Si fa riferimento ai carichi elementari descritti in precedenza. I carichi sono stati applicati direttamente sugli shell come azioni distribuite al metro quadro.

Si riportano di seguito le immagini relative alle distribuzioni di carico sul modello.

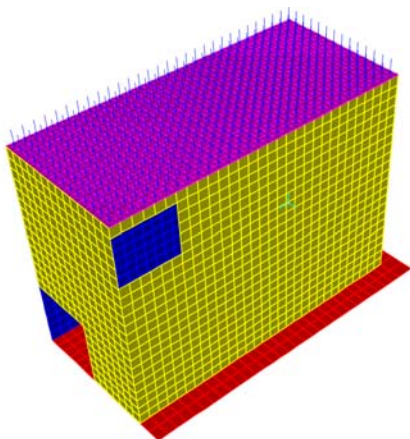


Figura 8-66 - Carichi verticali uniformi (g_2 , q)

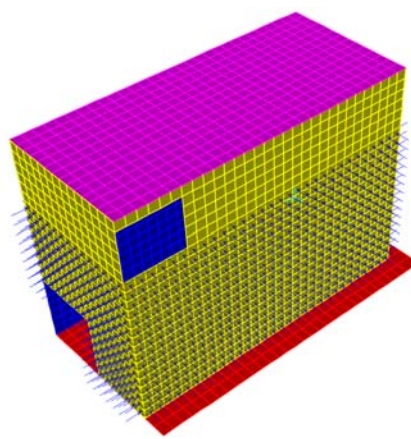


Figura 8-67 - Carichi orizzontali uniformi terreno (g_2 , q)

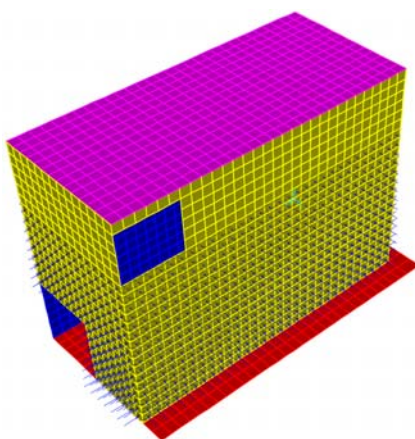


Figura 8-68 - carico triangolare associato al terreno (g_2)

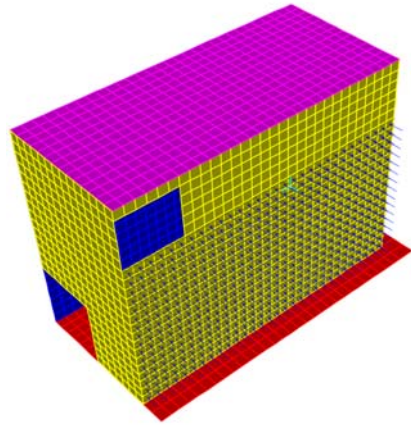


Figura 8-69 - Carico associato sovrappinta sismica (Δp_d)

8.1.4 VERIFICA A SLV – Flessione del muro controterra da 40 cm

Si considera nella verifica a flessione il muro controterra di spessore 40 cm su cui agisce la sovraspinta sismica. Il momento resistente è calcolato sfruttando il software VCaSlu, facendo riferimento ad una distribuzione di armatura che prevede 1+1 ϕ 20/20:

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	15.71	5
			2	15.71	35

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 C 32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{cl} 2.114

M_{xRd} 205.4 kN m
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 22.64 ‰
d 35 cm
x 4.686 x/d 0.1339
 δ 0.7

Figura 8-70 - Momento resistente muro controterra

Per eseguire la verifica si riporta la mappatura della sollecitazione flettente M22 da modello, imponendo come limite del range il momento massimo resistente ± 205 kN/m.

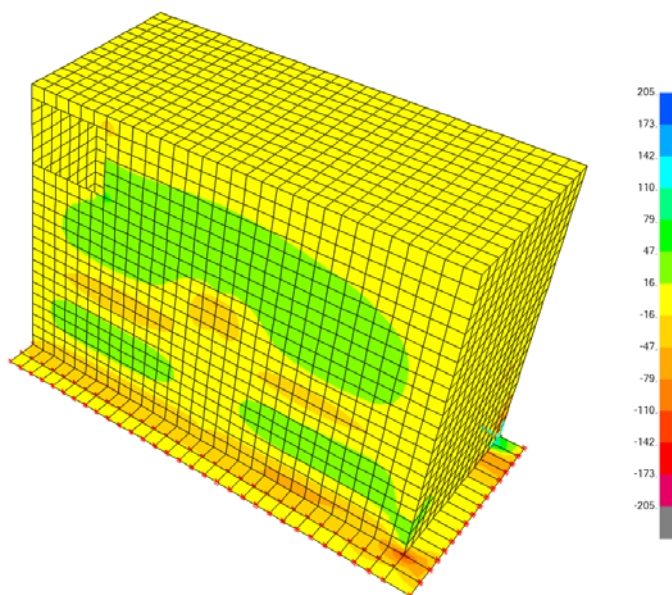


Figura 8-71 - M22 muro controterra

La verifica è ampiamente soddisfatta.

8.1.5 VERIFICA A SLV – Trazione setto da 40 cm

Si considera nella verifica a flessione il setto di spessore 40 cm in direzione Matera sud.

L'azione di trazione resistente è calcolata facendo riferimento ad una distribuzione di armatura che prevede 1+1 ϕ 20/20:

$$N_{Rd} = 391.3 \cdot 10 \cdot 20^2 \cdot \pi/4 = 1229 \text{ kN}$$

La verifica è eseguita confrontando questo valore con la mappatura degli sforzi F22 da modello:

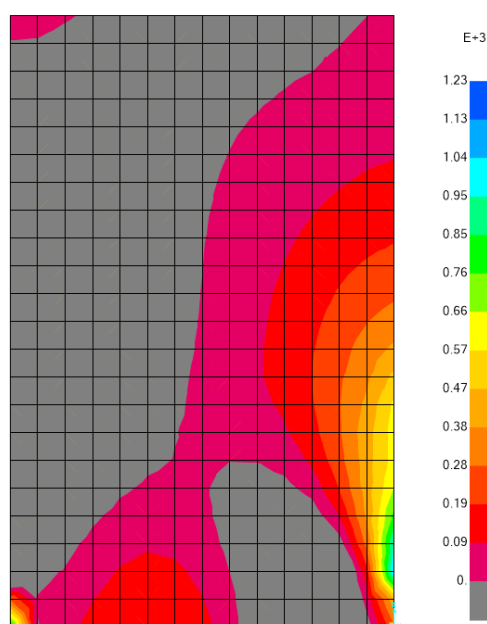


Figura 8-72 - F22 setto lato Matera sud

La verifica risulta ampiamente soddisfatta.

8.1.6 VERIFICA A SLV – Taglio setto da 40 cm

Si considera nella verifica a flessione il setto di spessore 40 cm in direzione Matera sud.

Il taglio di progetto è calcolato sfruttando la definizione della “section cut” alla base del setto, cui è associato un taglio:

$$V_{Ed} = 1361 \text{ kN}$$

Tale taglio è da confrontarsi con il taglio resistente del setto, con l'armatura prevista da progetto.

Sfruttando un valore di cotangente pari a 1 si ottiene:

Dati armatura			
Armatura verticale anima			
Diametro armature verticali	db,l	20.00	mm
Passo armature verticali	pb,l	20.00	cm
Area armature verticali	Asl	31.40	cmq
Armatura orizzontale anima			
Diametro staffe	db,st	10.00	mm
Numero bracci staffe	n°b,st	5.00	
Passo staffe	pb,st	20.00	cm
Area staffe al metro lineare	Asw/s	1.96	mmq/mm

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio § 4.1.2.1.3.2 NTC 2008 - Resistenza di calcolo a taglio-trazione			
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sv}/s) \cdot f_{yd} \cdot (ctg \alpha + ctg \vartheta) \cdot \sin \alpha$			
Inclinazione bielle compresse di calcestruzzo	cotg θ	1.00	-
Inclinazione armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90.00	°
Resistenza a taglio - trazione	Vrd,tt,SLV	2962.87	kN
Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU	Ved,SLV	1631.00	kN
verifica e coefficiente di sicurezza	$\gamma_{Vrd,tt/Ved}$	1.82	OK
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio § 4.1.2.1.3.2 NTC 2008 - Resistenza di calcolo a taglio-compressione			
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (ctg \alpha + ctg \vartheta) / (1 + ctg^2 \vartheta) =$			
Sforzo di compressione (azione assiale ridotta: Ned,QP+Ned,SLV)	σ_{cp}	0.00	Mpa
	σ_{cp}/f_{cd}	0.00	-
Coefficiente maggiorativo per azione assiale di compressione	α_c	1.00	-
Resistenza a taglio - compressione	Vrd,tc,SLV	7320.45	kN
Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU	Ved,SLV	1631.00	kN
verifica e coefficiente di sicurezza	$\gamma_{Vrd,tc/Ved}$	4.49	OK

8.2 VERIFICHE DELLA STAZIONE FUORI TERRA

La stazione fuori terra è costituita da una struttura metallica in acciaio S355, con un nucleo in CA. Le colonne portanti sono realizzate tramite elementi tubolari a sezione rettangolare, le travi principali sono costituite da travi a sezione HEB450, le travi secondarie sono invece HEA320, IPE270 e IPE 450 (alle estremità della struttura).

Alle estremità della struttura è collegata una pensilina a sbalzo, costituita da elementi tubolari di sezione 60x60x4 e 80x60x4, le cui verifiche sono eseguite su un modello a parte.

8.2.1 SOFTWARE

Le elaborazioni mediante calcolatore sono state eseguite con l'ausilio dei seguenti programmi, di cui, secondo quanto prescritto nel D.M. 17/01/2018, si indicano di seguito origine, caratteristiche, titolo, autore, produttore, eventuale distributore, versione, estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione.

- Sap 2000 v 20 della Computer and structures, Inc Berkeley - Distribuito in Italia da CSI Italia Srl
- Profili_V6 dell'Ing. Pietro Gelfi (civil engineering free software)
- Tecnaria v.4.20 – Viale Pecori Giraldi, 55 – 36061 Bassano del Grappa (VI)

I programmi vengono usati dalla scrivente in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie. Grazie alla raffinatezza dei modelli di calcolo è stato possibile analizzare il comportamento di tutti gli elementi compositivi delle stesse, considerando l'effettivo contributo alla rigidezza complessiva del sistema fornito da ciascun componente elementare. I criteri di modellazione prevedono la riproduzione fedele delle strutture così come sono state progettate e si prescrive siano realizzate.

8.2.2 DESCRIZIONE DEI MODELLI

MODELLO GLOBALE

Il modello è realizzato schematizzando gli elementi metallici tramite elementi “frame”, mentre i setti sono rappresentati da elementi di tipo “shell”.

Non si è rappresentata la copertura della stazione, ma si sono applicati i carichi g_2 e q ad essa relativi direttamente alle travi secondarie. Poiché la copertura, realizzata con lamiera grecata con soletta collaborante, è collegata alle travi secondarie, conferendogli maggiore rigidezza, le verifiche di deformazione delle suddette travi non viene eseguita sulla base dei risultati del modello, ma tramite apposito software.

Nella modellazione le colonne e i setti sono considerati vincolati al terreno con cerniere sferiche.

Le travi secondarie si considerano incernierate agli estremi, rilassando il vincolo di collegamento flessionale nel modello.

Nel seguito si riporta un'immagine del modello di calcolo:

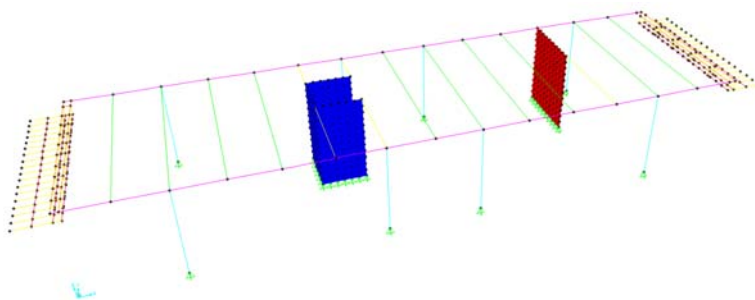


Figura 8-73 - Modello 3D globale stazione fuori terra

MODELLO PENSILINA

Il modello della pensilina è estratto direttamente dal modello globale ma imponendo un vincolo di appoggio semplice agli elementi verticali di collegamento con il blocco della stazione.

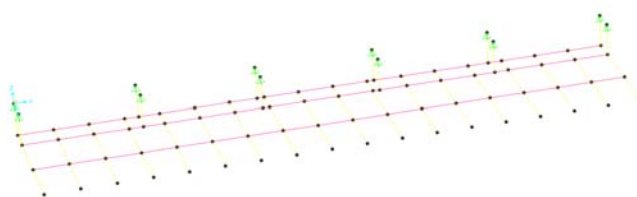


Figura 8-74 - Modello 3D della pensilina

8.2.3 APPLICAZIONE DEI CARICHI

MODELLO GLOBALE

Si fa riferimento ai carichi elementari descritti in precedenza. I carichi sono stati applicati direttamente sulle travi secondarie come carichi lineari in kN/m.

Si riportano di seguito le immagini relative alle distribuzioni di carico sul modello.

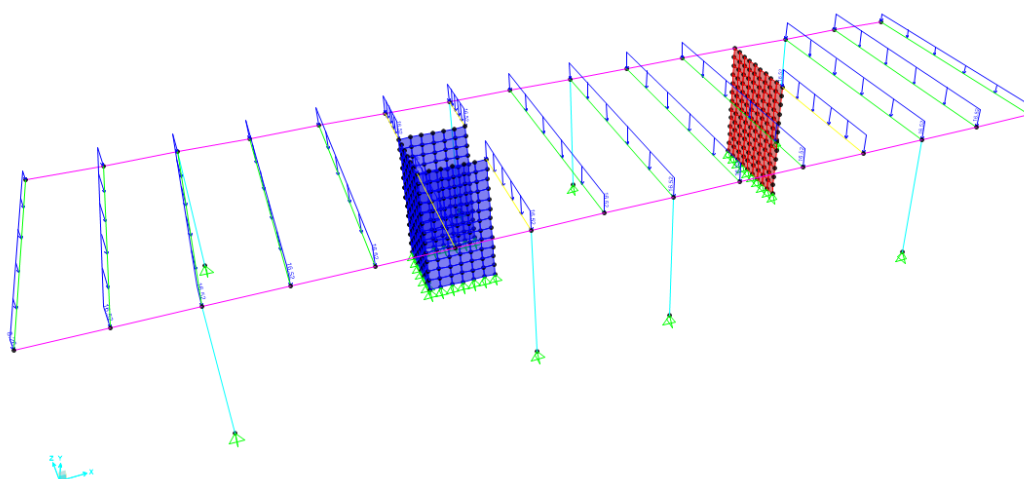


Figura 8-75 – carico verticale g_2

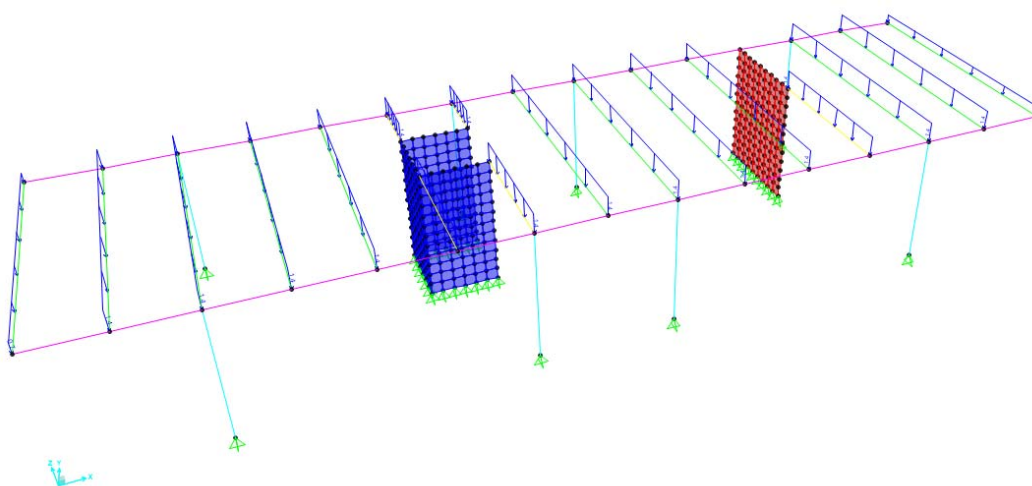


Figura 8-76 - carico verticale q

Il carico sismico è stato inserito definendo una funzione “response spectrum” e creando un caso di carico con tale funzione, sfruttando un’analisi modale e facendo riferimento alla massa effettivamente partecipante durante l’evento sismico (ossia quella relativa alla combinazione di carico sismica).

Il sisma è stato considerato agente nelle due direzioni principali della struttura e gli effetti si sono combinati secondo quanto prescritto dalla norma.

MODELLO PENSILINA

Si fa riferimento ai carichi elementari descritti in precedenza. I carichi sono stati applicati direttamente sulle travi secondarie come carichi lineari in kN/m.

Si riportano di seguito le immagini relative alle distribuzioni di carico sul modello.

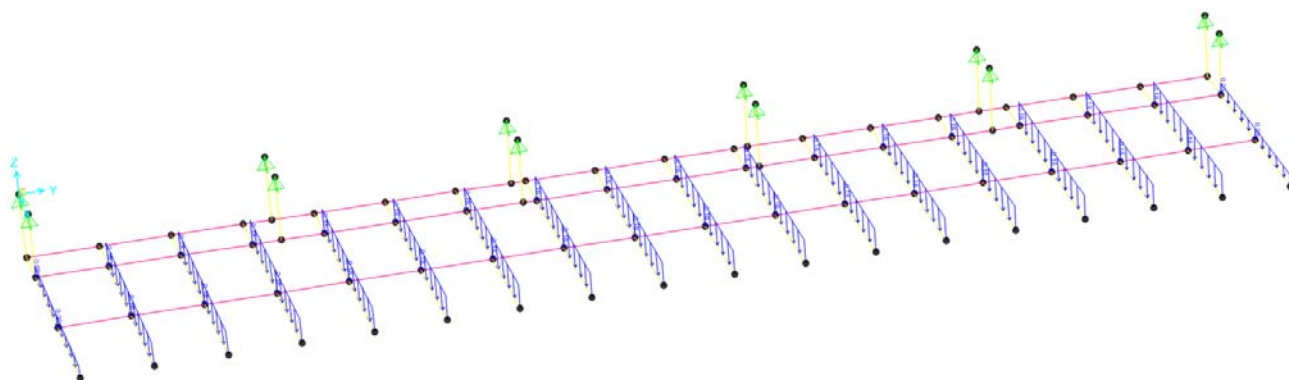


Figura 8-77 – Carico verticale g_2

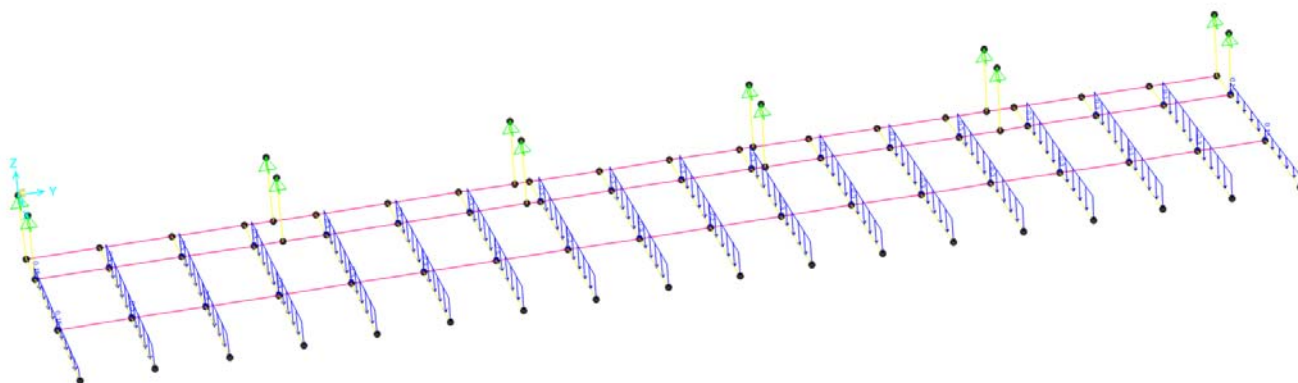


Figura 8-78 - carico verticale q

8.2.4 VERIFICA A SLE – Massimo abbassamento U3

La verifica della deformazione massima è effettuata confrontando il massimo valore dello spostamento verticale, in riferimento alla combinazione di calcolo “rara”, con lo spostamento massimo 2L/200 (valido per coperture a sbalzo).

MODELLO GLOBALE

Per quanto riguarda il modello globale il calcolo è da riferirsi alle travi di bordo (HEB450) alle estremità dello sbalzo. Il valore dello spostamento U3 è rappresentato dalla mappatura della figura che segue:

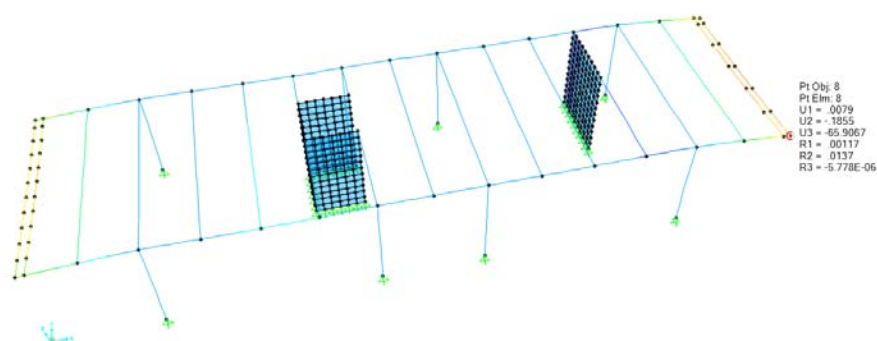


Figura 8-79 - Modello globale della stazione fuori terra - spostamento U3 in combinazione “rara”

Lo spostamento verticale massimo si ha nel nodo evidenziato in figura ed è pari a circa 66 mm.

Poiché lo spostamento massimo consentito, essendo lo sbalzo di 5.5 m, è di 55 mm, si sceglie di imporre una contromonta di 2 cm alle travi di estremità.

MODELLO PENSILINA

Per quanto riguarda il modello della pensilina a sbalzo ci si riferisce agli elementi tubolari 60x60x4.

Il valore dello spostamento U3 è rappresentato dalla mappatura della figura che segue:

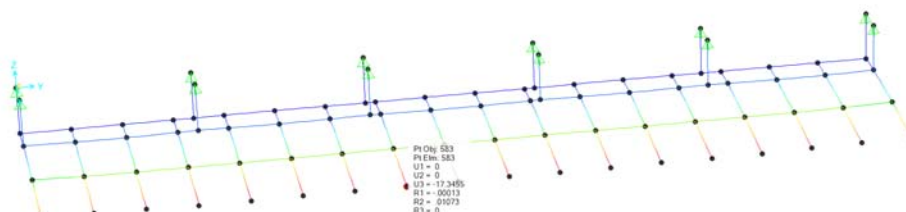


Figura 8-80 - Modello della pensilina - spostamento U3 in combinazione “rara”

Lo spostamento verticale massimo si ha nel nodo evidenziato in figura ed è pari a circa 17.3 mm.

Poiché lo spostamento massimo consentito, essendo lo sbalzo di 1.9 m, è di 19 mm, la verifica è soddisfatta.

8.2.5 VERIFICA A SLU – Flessione nelle travi

La verifica a flessione è eseguita considerando la combinazione di carico a SLU, che massimizza i carichi verticali.

MODELLO GLOBALE

In questo modello si mettono in evidenza le sollecitazioni di flessione nelle travi principali HEB450 e nelle travi secondarie HEA320.

L'andamento della sollecitazione flettente nei suddetti elementi è riportata nelle figure che seguono.

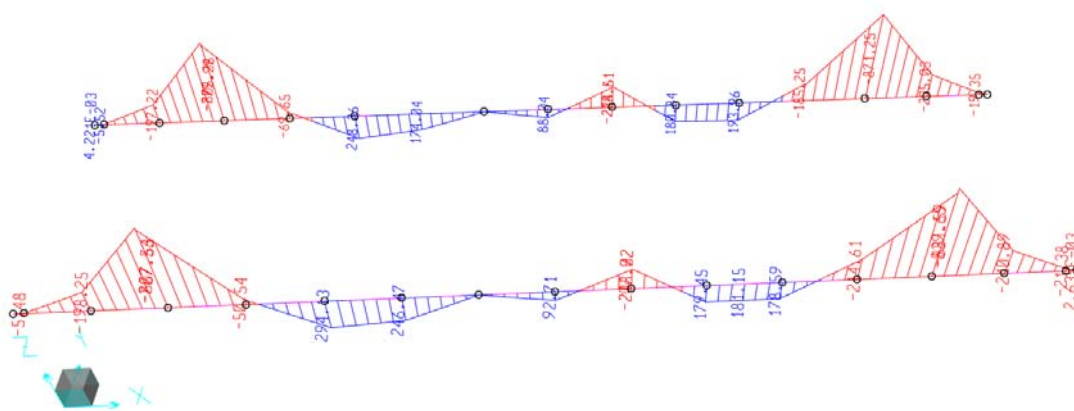


Figura 8-81 - M33 a SLU nelle travi principali HEB450

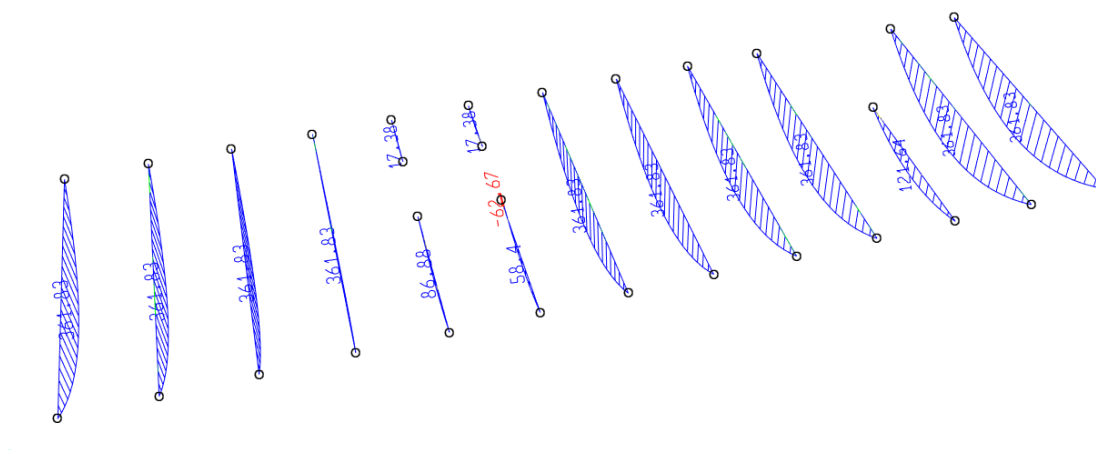


Figura 8-82 - M33 a SLU nelle travi secondarie

Il momento sollecitante massimo risulta essere:

- Nelle travi principali = 871 kNm
- Nelle travi secondarie = 362 kNm

Per eseguire la verifica a flessione si confronta il momento sollecitante con quello resistente.

Il momento resistente delle travi è definito dalla relazione: $M_{Rd} = f_{yd} \cdot W_{pl}$

Per le due tipologie di travi si ha:

- HEA320 $\rightarrow M_{Rd} = 309 \text{ MPa} \cdot 1\,628\,000 \text{ mm}^3 = 503 \text{ kNm}$
- HEB450 $\rightarrow M_{Rd} = 309 \text{ MPa} \cdot 3\,982\,000 \text{ mm}^3 = 1230 \text{ kNm}$

Poiché il momento sollecitante è sempre inferiore a quello resistente, la verifica è soddisfatta.

MODELLO PENSILINA

In questo modello si mettono in evidenza le sollecitazioni di flessione nei tubolari 60x60x4 e 80x60x4.

L'andamento della sollecitazione flettente nei suddetti elementi è riportata nelle figure che seguono.

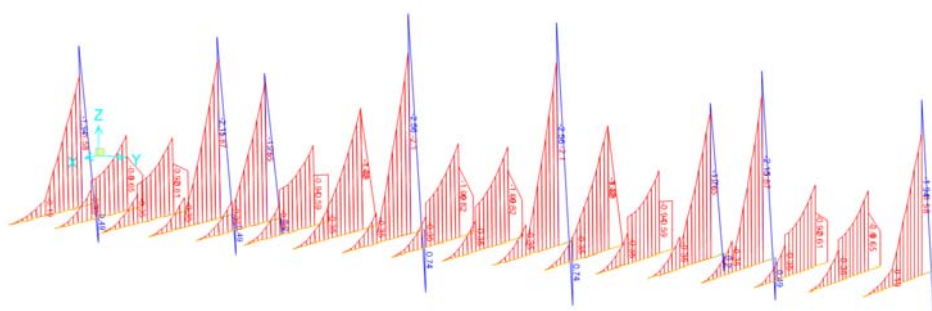


Figura 8-83 - M33 a SLU nelle tubolari 60x60x4

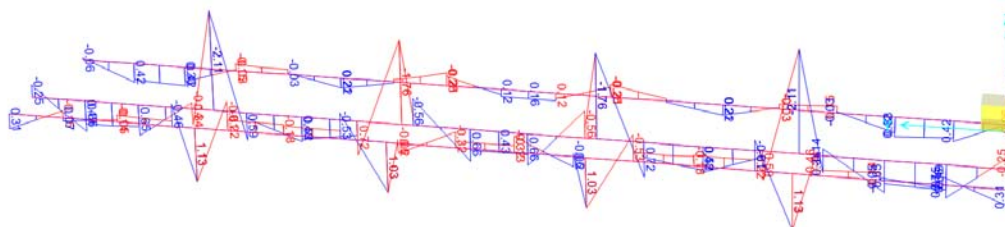


Figura 8-84 - M33 a SLU nelle tubolari 80x60x4

Il momento sollecitante massimo risulta essere:

- Nelle travi principali = 2.56 kNm
- Nelle travi secondarie = 2.11 kNm

Per eseguire la verifica a flessione si confronta il momento sollecitante con quello resistente.

Il momento resistente delle travi è definito dalla relazione: $M_{Rd} = f_{yd} \cdot W_{pl}$

Per le due tipologie di travi si ha:

- tubolare 60x60x4 $\rightarrow M_{Rd} = 309 \text{ MPa} \cdot 18\,848 \text{ mm}^3 = 5.82 \text{ kNm}$
- tubolare 80x60x4 $\rightarrow M_{Rd} = 309 \text{ MPa} \cdot 23\,328 \text{ mm}^3 = 7.2 \text{ kNm}$

Poiché il momento sollecitante è sempre inferiore a quello resistente, la verifica è soddisfatta.

8.2.6 VERIFICA A SLV – Setti

Si fa riferimento alle combinazioni di carico sismiche.

I valori delle azioni sollecitanti sono riportati nella tabella seguente dove i due setti sono identificati dalle designazioni “setto C” e “Y2”:

SectionCut	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
setto C	Ex+0,3Ey	Max	-227	866	284	515	1 282	4 535
setto C	Ex+0,3Ey	Min	-243	-866	-281	-475	-1 557	-4 315
setto C	Ey+0,3Ex	Max	-490	470	506	933	2 378	2 498
setto C	Ey+0,3Ex	Min	-502	-470	-503	-892	-2 696	-2 308
Y2	Ex+0,3Ey	Max	-109	12	226	1	1 036	6
Y2	Ex+0,3Ey	Min	-118	-12	-229	-1	-1 300	-6
Y2	Ey+0,3Ex	Max	-200	9	369	1	1 765	4
Y2	Ey+0,3Ex	Min	-217	-9	-371	-1	-2 038	-4

VERIFICA A TAGLIO – SETTO “Y2”

Per quanto riguarda il setto “Y2”, la combinazione di carico di riferimento è Ey+0,3Ex (Min). La verifica è svolta come segue:

Dati geometrici			
Larghezza zona confinata (1)	B1	0.00	mm
Larghezza zona confinata (2)	B2	0.00	mm
Lunghezza zona confinata (1)	H1	0.00	mm
Lunghezza zona confinata (2)	H2	0.00	mm
Lunghezza complessiva setto di controvento	L	3600.00	mm
Lunghezza anima	La	3600.00	mm
Lunghezza utile di calcolo (= 0.8 La)	d	2880.00	mm
Base efficace: larghezza minima della sezione = larghezza anima	Bw	200.00	mm
Dati armatura			
Armatura verticale anima			
Diametro armature verticali	db,l	12.00	mm
Passo armature verticali	pb,l	20.00	cm
Area armature verticali	Asl	11.30	cmq
Armatura orizzontale anima			
Diametro staffe	db,st	10.00	mm
Numero bracci staffe	n°b,st	2.00	
Passo staffe	pb,st	10.00	cm
Area staffe al metro lineare	Asw/s	1.57	mmq/mm
Sollecitazioni di calcolo			
<i>Se il fattore di struttura q è superiore a 2, si deve tener conto della forza assiale dinamica aggiuntiva che si genera nelle pareti per effetto dell'apertura e chiusura di fessure orizzontali e del sollevamento dal suolo. In assenza di più accurate analisi essa può essere assunta pari al ±50% della forza assiale dovuta ai carichi verticali in condizioni sismiche.</i>			
Azione assiale "sismica" in combinazione SLV per verifica SLU	N _{ed,SLV}	217.00	kN
Taglio massimo di base in combinazione sismica SLV per verifica SLU	V _{ed,b,SLV}	371.00	kN
Coefficiente amplificativo §7.4.4.5.1 NTC2008	α	1.00	-
Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU	V _{ed,SLV}	371.00	kN
Azione flettente massima in combinazione SLV per verifica SLU	M _{ed,SLV}	2038.00	kN m

Verifiche SLV			
Verifica limite forza normale di compressione §7.4.4.5.2.1 NTC2008			
$N_{ed,SLV,max} = 0.4 f_{cd} \times A_c$			
area sezione in calcestruzzo	A_c	0.72	m ²
Azione assiale limite di compressione	$N_{rd,SLV,max}$	5418.24	kN
Azione assiale in combinazione SLV per verifica SLU (azione assiale complessiva)	N_{ed}	217.00	kN
verifica e coefficiente di sicurezza	$\gamma_{Nrd/Nsd}$	24.97	OK
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio § 4.1.2.1.3.2 NTC 2008 - Resistenza di calcolo a taglio-trazione			
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$			
Inclinazione bielle compresse di calcestruzzo	$ctg\theta$	1.00	-
Inclinazione armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90.00	°
Resistenza a taglio - trazione	$V_{rd,tt,SLV}$	1593.66	kN
Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU	$V_{ed,SLV}$	371.00	kN
verifica e coefficiente di sicurezza	$\gamma_{Vrd,tt/Ved}$	4.30	OK
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio § 4.1.2.1.3.2 NTC 2008 - Resistenza di calcolo a taglio-compressione			
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta) =$			
Sforzo di compressione (azione assiale ridotta: $N_{ed}, QP + N_{ed}, SLV$)	σ_{cp}	0.30	Mpa
	σ_{cp}/f_{cd}	0.02	-
Coefficiente maggiorativo per azione assiale di compressione	α_c	1.02	-
Resistenza a taglio - compressione	$V_{rd,tc,SLV}$	2479.24	kN
Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU	$V_{ed,SLV}$	371.00	kN
verifica e coefficiente di sicurezza	$\gamma_{Vrd,tc/Ved}$	6.68	OK
Verifica a scorrimento nelle zone critiche § 7.4.4.5.2.2 NTC 2008			
Resistenza a scorrimento con contributo effetto spinotto			
$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{array} \right.$			
	$\sum A_{si}$	15463.87	mm ²
	f_{cd}	18.81	MPa
	f_{yd}	391.30	MPa
	$V_{dd,min}$	1724.85	kN
Contributo armatura inclinata			
$V_{id} = f_{yd} \cdot \sum A_{si} \cdot \cos\phi_i$			
	$\sum A_{si}$	4069.44	mm ²
	ϕ_i	90.00	°
	f_{yd}	391.30	MPa
	V_{id}	0.00	kN
Contributo attrito			
$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot \left[\left(\sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed}/z \right] \\ 0,5\eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{array} \right.$			
	μ	0.60	-
	$\sum A_{si}$	4069.44	mm ²
	ξ	0.17	-
	η	0.52	-
	V_{fd}	717.43	kN
Resistenza a scorrimento	$V_{rd,s}$	2442.29	
Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU	$V_{ed,SLV}$	371.00	kN
verifica e coefficiente di sicurezza	$\gamma_{Vrd/Ved}$	6.58	OK

VERIFICA A TAGLIO – SETTO A “C”

Per quanto riguarda il setto a C la verifica a taglio è da effettuarsi per le due direzioni x e y, facendo riferimento al fatto che si hanno rispettivamente 2 e 1 elementi resistenti a taglio.

Direzione x

La combinazione di riferimento è $E_x + 0,3E_y$ (Max).

Nella verifica si fa riferimento al fatto che avendo due elementi resistenti il taglio (e anche il momento) si divida equamente.

Si riporta di seguito la verifica a taglio:

Dati geometrici				
Larghezza zona confinata (1)	B1	0.00	mm	
Larghezza zona confinata (2)	B2	0.00	mm	
Lunghezza zona confinata (1)	H1	0.00	mm	
Lunghezza zona confinata (2)	H2	0.00	mm	
Lunghezza complessiva setto di controvento	L	3550.00	mm	
Lunghezza anima	La	3550.00	mm	
Lunghezza utile di calcolo (= 0.8 La)	d	2840.00	mm	
Base efficace: larghezza minima della sezione = larghezza anima	Bw	250.00	mm	
Dati armatura				
<i>Armatura verticale anima</i>				
Diametro armature verticali	db,l	12.00	mm	
Passo armature verticali	pb,l	20.00	cm	
Area armature verticali	Asl	11.30	cmq	
<i>Armatura orizzontale anima</i>				
Diametro staffe	db,st	10.00	mm	
Numero bracci staffe	n°b,st	2.00		
Passo staffe	pb,st	10.00	cm	
Area staffe al metro lineare	Asw/s	1.57	mmq/mm	
Sollecitazioni di calcolo				
<i>Se il fattore di struttura q è superiore a 2, si deve tener conto della forza assiale dinamica aggiuntiva che si genera nelle pareti per effetto dell'apertura e chiusura di fessure orizzontali e del sollevamento dal suolo. In assenza di più accurate analisi essa può essere assunta pari al ±50% della forza assiale dovuta ai carichi verticali in condizioni sismiche.</i>				
Azione assiale "sismica" in combinazione SLV per verifica SLU	N _{ed,SLV}	138.50	kN	
Taglio massimo di base in combinazione sismica SLV per verifica SLU	V _{ed,b,SLV}	433.00	kN	
Coefficiente amplificativo §7.4.4.5.1 NTC2008	α	1.00	-	
Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU	V _{ed,SLV}	433.00	kN	
Azione flettente massima in combinazione SLV per verifica SLU	M _{ed,SLV}	2267.50	kN m	

Verifiche SLV			
Verifica limite forza normale di compressione §7.4.4.5.2.1 NTC2008			
$N_{ed,SLV,max} = 0.4 f_{cd} \times A_c$			
area sezione in calcestruzzo	A_c	0.89	mq
Azione assiale limite di compressione	$N_{rd,SLV,max}$	6678.73	kN
Azione assiale in combinazione SLV per verifica SLU (azione assiale complessiva)	N_{ed}	138.50	kN
verifica e coefficiente di sicurezza	$\gamma_{Nrd/Nsd}$	48.22	OK
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio § 4.1.2.1.3.2 NTC 2008 - Resistenza di calcolo a taglio-trazione			
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sv}/s) \cdot f_{yd} \cdot (ctg \alpha + ctg \theta) \cdot \sin \alpha$			
Inclinazione bielle compresse di calcestruzzo	$ctg \theta$	1.00	-
Inclinazione armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90.00	°
Resistenza a taglio - trazione	$V_{rd,tt,SLV}$	1571.52	kN
Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU	$V_{ed,SLV}$	433.00	kN
verifica e coefficiente di sicurezza	$\gamma_{Vrd,tt/Ved}$	3.63	OK
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio § 4.1.2.1.3.2 NTC 2008 - Resistenza di calcolo a taglio-compressione			
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg \alpha + ctg \theta) / (1 + ctg^2 \theta) =$			
Sforzo di compressione (azione assiale ridotta: $N_{ed}, QP + N_{ed}, SLV$)	σ_{cp}	0.16	Mpa
	σ_{cp}/f_{cd}	0.01	-
Coefficiente maggiorativo per azione assiale di compressione	α_c	1.01	-
Resistenza a taglio - compressione	$V_{rd,tc,SLV}$	3032.77	kN
Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU	$V_{ed,SLV}$	433.00	kN
verifica e coefficiente di sicurezza	$\gamma_{Vrd,tc/Ved}$	7.00	OK
Verifica a scorrimento nelle zone critiche § 7.4.4.5.2.2 NTC 2008			
Resistenza a scorrimento con contributo effetto spinotto			
$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{array} \right.$			
	ΣA_{si}	15249.10	mmq
	f_{cd}	18.81	MPa
	f_{yd}	391.30	MPa
	$V_{dd,min}$	1700.90	kN
Contributo armatura inclinata			
$V_{id} = f_{yd} \cdot \sum A_{si} \cdot \cos \phi_i$			
	ΣA_{si}	4012.92	mmq
	ϕ_i	90.00	°
	f_{yd}	391.30	MPa
	V_{id}	0.00	kN
Contributo attrito			
$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot \left[\left(\sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed}/z \right] \\ 0,5 \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{array} \right.$			
	μ	0.60	-
	ΣA_{si}	4012.92	mmq
	ξ	0.13	-
	η	0.52	-
	V_{fd}	732.63	kN
Resistenza a scorrimento	$V_{rd,s}$	2433.52	
Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU	$V_{ed,SLV}$	433.00	kN
verifica e coefficiente di sicurezza	$\gamma_{Vrd/Ved}$	5.62	OK

Direzione y

La combinazione di riferimento è Ey+0,3Ex (Min).

Nella verifica si fa riferimento al fatto che l'elemento resistente è uno solo.

Si riporta di seguito la verifica a taglio:

Dati geometrici				
Larghezza zona confinata (1)	B1	0.00	mm	
Larghezza zona confinata (2)	B2	0.00	mm	
Lunghezza zona confinata (1)	H1	0.00	mm	
Lunghezza zona confinata (2)	H2	0.00	mm	
Lunghezza complessiva setto di controvento	L	2600.00	mm	
Lunghezza anima	La	2600.00	mm	
Lunghezza utile di calcolo (= 0.8 La)	d	2080.00	mm	
Base efficace: larghezza minima della sezione = larghezza anima	Bw	250.00	mm	
Dati armatura				
Armatura verticale anima				
Diametro armature verticali	db,l	12.00	mm	
Passo armature verticali	pb,l	20.00	cm	
Area armature verticali	Asl	11.30	cmq	
Armatura orizzontale anima				
Diametro staffe	db,st	10.00	mm	
Numero bracci staffe	n°b,st	2.00		
Passo staffe	pb,st	10.00	cm	
Area staffe al metro lineare	Asw/s	1.57	mmq/mm	
Sollecitazioni di calcolo				
<i>Se il fattore di struttura q è superiore a 2, si deve tener conto delle forze assiali dinamiche aggiuntive che si generano nelle pareti per effetto dell'apertura e chiusura di fessure orizzontali e del sollevamento dal suolo. In assenza di più accurate analisi essa può essere assunta pari al ±50% della forza assiale dovuta ai carichi verticali in condizioni sismiche.</i>				
Azione assiale "sismica" in combinazione SLV per verifica SLU	N _{ed,SLV}	502.00	kN	
Taglio massimo di base in combinazione sismica SLV per verifica SLU	V _{ed,b,SLV}	503.00	kN	
Coefficiente amplificativo §7.4.4.5.1 NTC2008	α	1.00	-	
Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU	V _{ed,SLV}	503.00	kN	
Azione flettente massima in combinazione SLV per verifica SLU	M _{ed,SLV}	2696.00	kN m	

Verifiche SLV			
Verifica limite forza normale di compressione §7.4.4.5.2.1 NTC2008			
$N_{ed,SLV,max} = 0.4 f_{cd} \times A_c$			
area sezione in calcestruzzo	A_c	0.65	mq
Azione assiale limite di compressione	$N_{rd,SLV,max}$	4891.47	kN
Azione assiale in combinazione SLV per verifica SLU	N_{ed}	502.00	kN
verifica e coefficiente di sicurezza	$\gamma_{Nrd/Nsd}$	9.74	OK
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio § 4.1.2.1.3.2 NTC 2008 - Resistenza di calcolo a taglio-trazione			
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sv}/s) \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$			
Inclinazione bielle compresse di calcestruzzo	$\cotg\theta$	1.00	-
Inclinazione armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90.00	°
Resistenza a taglio - trazione	$V_{rd,tt,SLV}$	1150.97	kN
Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU	$V_{ed,SLV}$	503.00	kN
verifica e coefficiente di sicurezza	$\gamma_{Vrd,tt/Ved}$	2.29	OK
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio § 4.1.2.1.3.2 NTC 2008 - Resistenza di calcolo a taglio-compressione			
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta) =$			
Sforzo di compressione (azione assiale ridotta: $N_{ed}, QP+N_{ed}, SLV$)	σ_{cp}	0.77	Mpa
	σ_{cp}/f_{cd}	0.04	-
Coefficiente maggiorativo per azione assiale di compressione	α_c	1.04	-
Resistenza a taglio - compressione	$V_{rd,tc,SLV}$	2293.34	kN
Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU	$V_{ed,SLV}$	503.00	kN
verifica e coefficiente di sicurezza	$\gamma_{Vrd,tc/Ved}$	4.56	OK
Verifica a scorrimento nelle zone critiche § 7.4.4.5.2.2 NTC 2008			
Resistenza a scorrimento con contributo effetto spinotto			
$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{array} \right.$			
	$\sum A_{si}$	11168.35	mmq
	f_{cd}	18.81	MPa
	f_{yd}	391.30	MPa
	$V_{dd,min}$	1245.73	kN
Contributo armatura inclinata			
$V_{id} = f_{yd} \cdot \sum A_{si} \cdot \cos\phi_i$			
	$\sum A_{si}$	2939.04	mmq
	ϕ_i	90.00	°
	f_{yd}	391.30	MPa
	V_{id}	0.00	kN
Contributo attrito			
$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot \left[\left(\sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed}/z \right] \\ 0,5\eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{array} \right.$			
	$\sum A_{si}$	2939.04	mmq
	ξ	0.18	-
	η	0.52	-
	V_{fd}	1152.22	kN
Resistenza a scorrimento	$V_{rd,s}$	2397.95	
Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU	$V_{ed,SLV}$	503.00	kN
verifica e coefficiente di sicurezza	$\gamma_{Vrd/Ved}$	4.77	OK

VERIFICA A FLESSIONE – SETTO “Y2”

La verifica a flessione del setto Y2 è eseguita sfruttando il programma VCaSlu e confrontando il momento resistente ottenuto con quello sollecitante. Nell specifico, il momento resistente del setto è calcolato come segue:

Titolo : _____

N° strati barre 24 **Zoom** _____

N°	b [cm]	h [cm]
1	20	360

N°	As [cm²]	d [cm]
20	4.02	314.4
21	4.02	324.9
22	4.02	335.4
23	4.02	345.9
24	4.02	356.4

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} -95 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C32/40
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18.13 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 4 666 kN m
σ_c -18.13 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 21.5 ‰
d 356.4 cm
x 49.9 x/d 0.14
ξ 0.7

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Devia

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Figura 8-85 - Momento resistente setto “Y2”

La combinazione di carico di riferimento per la verifica è Ey+0,3Ex (Min), cui corrisponde un momento sollecitante di 2 038 kNm.

La verifica è quindi ampiamente soddisfatta.

VERIFICA A FLESSIONE – SETTO A “C”

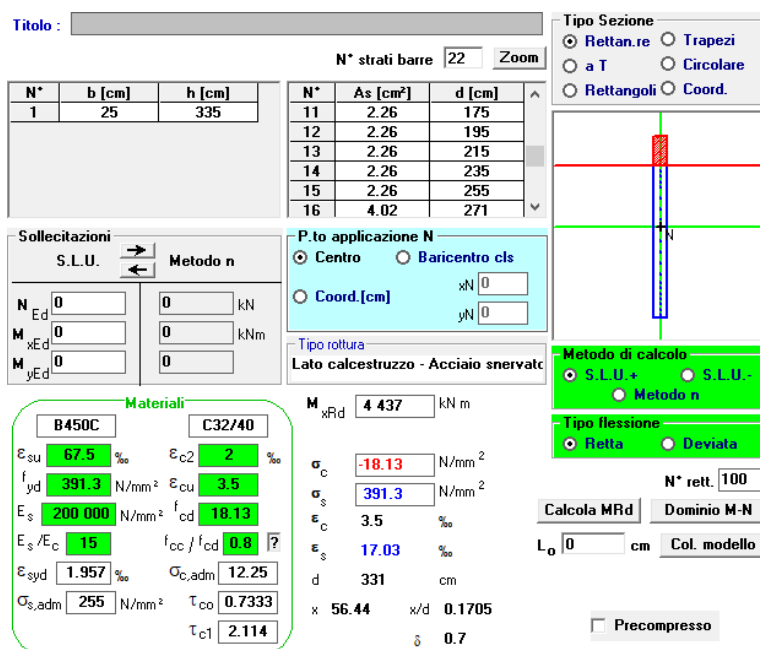
Per quanto riguarda il setto a C la verifica a flessione è da effettuarsi per le due direzioni x e y, facendo riferimento al fatto che si hanno rispettivamente 2 e 1 elementi resistenti.

Direzione x

La combinazione di riferimento è $Ex+0,3Ey$ (Max).

Nella verifica si fa riferimento al fatto che avendo due elementi resistenti il momento si divida equamente.

La verifica a flessione del setto è eseguita sfruttando il programma VCaSlu e confrontando il momento resistente ottenuto con quello sollecitante. Nell specifico, il momento resistente del singolo elemento che costituisce la “C” è calcolato come segue:



Titolo : _____

N° strati barre 22 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	25	335

N°	As [cm²]	d [cm]
11	2.26	175
12	2.26	195
13	2.26	215
14	2.26	235
15	2.26	255
16	4.02	271

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C32/40**

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18.13 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 4 437 kN m
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 17.03 ‰
d 331 cm
x 56.44 x/d 0.1705
 δ 0.7

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Devia

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ 0 cm **Col. modello**
☐ Precompresso

Figura 8-86 - Momento resistente setto "a C" in direzione x

Poiché il momento sollecitante totale è pari a 4 535 kNm, sul singolo elemento si assume agisca un momento pari a 2 267.5 kNm e la verifica risulta soddisfatta.

Direzione y

La combinazione di riferimento è $Ey+0,3Ex$ (Min).

La verifica a flessione del setto è eseguita sfruttando il programma VCaslu e confrontando il momento resistente ottenuto con quello sollecitante. Nell specifico, il momento resistente del singolo elemento diretto come y che costituisce la "C" è calcolato come segue:

Titolo : _____

N° strati barre 19 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	25	260

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4.02	4
2	4.02	14
3	4.02	24
4	4.02	34
5	4.02	44
6	4.02	54

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N Ed 0 0 kN
M xEd 0 0 kNm
M yEd 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C32/40
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M xRd 2 733 kN m
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 21.87 ‰
d 256 cm
x 35.31 x/d 0.1379
 δ 0.7

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Devia

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Figura 8-87 -Momento resistente setto "a C" in direzione y

Poiché il momento sollecitante è di 2 696 kNm, la verifica è soddisfatta.

8.2.7 VERIFICA DELLA SEZIONE COMPOSTA

La verifica della sezione composta è eseguita con il software Tecnaria. Si riportano di seguito i risultati dell'analisi:

T

TECNARIA Acciaio - Calcestruzzo

Dati di calcolo 1/2

RELAZIONE DI CALCOLO. DIMENSIONAMENTO TRAVI MISTE ACCIAIO E CALCESTRUZZO CON CONNETTORI TECNARIA.

Normativa di riferimento:

NTC2008 D.M. 14-01-2008 / EN 1994-1-1:2004

Versione programma:

4.0.2.2

Riferimento per resistenza e duttilità del connettore:

Approvazione Tecnica di prodotto Socotec.

Progetto:

Progettista:

Solalo:

Tipologia

Soletta su lamiera perpendicolare al profil.

Trave non puntellata

Trave in semplice appoggio con carichi uniformemente distribuiti.

Ambiente: secco

Limite all'inflessione delta 2=L / 250

Limite all'inflessione finale = L / 200

Coefficienti di sicurezza

Azioni - Permanenti: 1.30

Azioni - Perm. non strutturali: 1.30

Azioni - Variabili: 1.50

Materiali - Acciaio: 1.05

Materiali - Calcestruzzo: 1.50

Materiali - Connettori: 1.25

Materiali - Acciaio per barre : 1.15

Materiali - Lamiera Greata: 1.10

DM14/01/2008

Geometria

Luce di calcolo: 1090.0 cm

Interasse travi: (b) 280.0 cm

Spessore soletta: (hc) 5.0 cm

-

Altezza lamiera grecata: (hp) 5.5 cm

Largh. media nervatura: (b0) 7.50 cm

Largh. inferiore nerv.: (blnf) 6.10 cm

Interasse nervature: (bd) 15.0 cm

Profilo metallico

Tipo: HE 320 A

Altezza trave - ha: 310.0 mm

Larghezza ala superiore - bf: 300.0 mm

Spessore ala superiore - tf: 15.5 mm

Larghezza ala inferiore - bfi: 300.0 mm

Spessore ala inferiore - tli: 15.5 mm

Spessore anima - tw: 9.0 mm

Raggio - r0: 27.0 mm

Raggio - r1: 0.0 mm

Area: 12440 mm2

Iy: 22930.0 cm4

Wy Sup: 1479000 mm3

Wy Inf: 1479000 mm3

W Ply: 1628000 mm3

Cis

C32/40

fck: 32 N/mm2

fcd: 40 N/mm2

Peso specifico: 24.0 kN/m3

Ecm: 33346 N/mm2

Acciaio

S355

fy: 355 N/mm2

Es: 210000 N/mm2

Carichi

Peso proprio: 2.36 kN/m2

Altri permanenti di 1° fase: 0.00 kN/m2

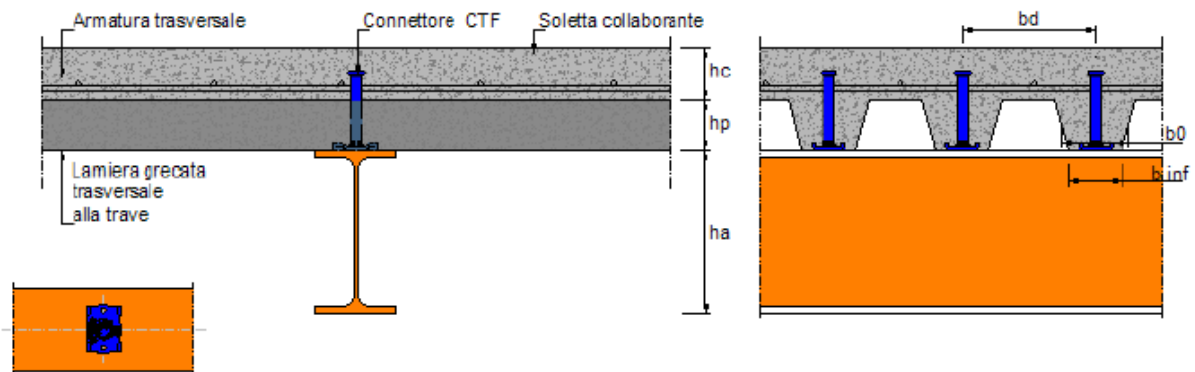
Sottotondo: 0.00 kN/m2

Pavimento: 0.00 kN/m2

Tramezzi: 0.00 kN/m2

Altri: 3.90 kN/m2

Variabili: 0.50 kN/m2




TECNARIA Acciaio - Calcestruzzo
Verifiche 2/2
RELAZIONE DI CALCOLO. DIMENSIONAMENTO TRAVI MISTE ACCIAIO E CALCESTRUZZO CON CONNETTORI TECNARIA.
Normativa di riferimento: NTC2008 D.M. 14-01-2008 / EN 1994-1-1:2004 **Versione programma:** 4.0.2.2

Progetto:
Progettista:
Solaio:
Fase 1 - sola trave in acciaio - SLU - Calcolo elastico
Azioni fase 1: 8.60 kN/m
Momento sollecitante - MEd1: 127.8 kNm
Momento resistente - MRd: 500.0 kNm
Verifica momento: 0.26

Classe sezione acciaio: 2
Taglio sollecitante - VEd1: 46.9 kN
Taglio resistente - VRd1: 544.6 kN
Verifica taglio: 0.09

Fase 1+2 - Sezione mista - STATO LIMITE ULTIMO
Classe sezione mista: 1
Base efficace; (Beff): 272.5 cm
Asse neutro el. dall'estradosso: 15.1 cm
Momento sollecitante - MEd: 369.8 kNm
Momento resistente - MRd: 373.8 kNm
Verifica momento: 0.99

Calcolo elastico
Azioni: 24.90 kN/m
Altezza totale: 41.5 cm
Taglio sollecitante - VEd: 135.7 kN
Taglio resistente VRd: 544.6 kN
Verifica taglio: 0.25

Fase 1+2 - SLS - STATO LIMITE DI SERVIZIO
Delta 0 - pre-monta iniziale: 0.0 mm
Delta 1 - Sezione: acciaio - Carichi: pesi propri: 25.3 mm
Delta 1 - Sezione: mista - Carichi: permanenti: 14.3 mm
Delta 2 - Sezione: mista - Carichi: var. + viscosità: 5.3 mm
Delta 2 da ritiro: 8.0 mm
Delta 2 totale: 13.3 mm = L / 821
Delta finale totale: 52.8 mm = L / 206

Asse neutro elastico dall'estradosso d.s: 15.1 cm
Coeff. di omogeneizzazione - n
- istantaneo: 6.30 - a tempo infinito: 12.60
Momento di inerzia sezione omog. - I
- istantaneo: 67000.0 cm⁴ - a tempo infinito: 55109.1 cm⁴
Incremento freccia per interazione incompleta: 1.0
Frequenza fondamentale naturale: 3.9 Hz **calcolata con combinazione frequente.** **psi1 = 0.0**
Fase 1+2 - sezione mista - Connessione
Connessione elastica
Nc Compressione nella soletta in calcestruzzo nel caso di calcolo (kN): 609
Ncf Compressione nella soletta in calcestruzzo nel caso di completo ripristino di resistenza (kN): 2471
Nc,el Compressione nella soletta in calcestruzzo corrispondente al massimo momento elastico Mel,Rd (kN): 1298

Tipo Connettore: CTF 12/90
Altezza: 90 mm
Resistenza del connettore - PRd: 33.40 kN
Coeff. riduttivo relativo ad 1 conn. per nerv. k: 0.61
Coeff. riduttivo relativo a 2 o più conn. per nerv. k2: 0.43
Resistenza connettore con 1 conn. per nerv. PRd * k: 20.29 kN
Resistenza connettore con più di 1 conn. per nerv. PRd * k2: 14.35 kN
Connettore duttile **Distribuzione connettori elastica variabile**
Posizionamento connettori: **Nervature per trave** **Connettori per trave** -
Distribuzione uniforme: 73 170 -
-- alternativa --
Distribuzione variabile: **Nervature per settore** **Connettori per settore** -
settore a sinistra 18 42 -
settore centrale 37 30 -
settore a destra 18 42 -
Totale 114

Fase 1+2 - sezione mista - armatura trasversale in acciaio B450C
Soletta **Armatura trasversale soletta:** 2.9 cm²/m

Al fine di soddisfare il limite di deformazione di L/250 si prevede di imporre alle travi una contromonta di 2 cm.

8.3 VERIFICHE DELLA PENSILINA

La struttura della pensilina è realizzata in carpenteria metallica, con colonne tubolari e travi di tipo IPE, H e T alcune delle quali rastremate in direzione dello sbalzo.

8.3.1 SOFTWARE

Le elaborazioni mediante calcolatore sono state eseguite con l'ausilio dei seguenti programmi, di cui, secondo quanto prescritto nel D.M. 17/01/2018, si indicano di seguito origine, caratteristiche, titolo, autore, produttore, eventuale distributore, versione, estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione.

- Sap 2000 v 20 della Computer and structures, Inc Berkeley - Distribuito in Italia da CSI Italia Srl
- Profili_V6 dell'Ing. Pietro Gelfi (civil engineering free software)

I programmi vengono usati dalla scrivente in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie. Grazie alla raffinatezza dei modelli di calcolo è stato possibile analizzare il comportamento di tutti gli elementi compositivi delle stesse, considerando l'effettivo contributo alla rigidezza complessiva del sistema fornito da ciascun componente elementare. I criteri di modellazione prevedono la riproduzione fedele delle strutture così come sono state progettate e si prescrive siano realizzate.

8.3.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO

Il modello della struttura è stato realizzato con il software ad elementi finiti SAP2000 v20. Gli elementi utilizzati per la modellazione sono di tipo “beam”, mentre gli elementi di tipo “shell” del modello non hanno rigidezza e hanno il solo scopo di distribuire i carichi applicati agli elementi di tipo trave.

Si riporta di seguito una vista tri-dimensionale del modello.

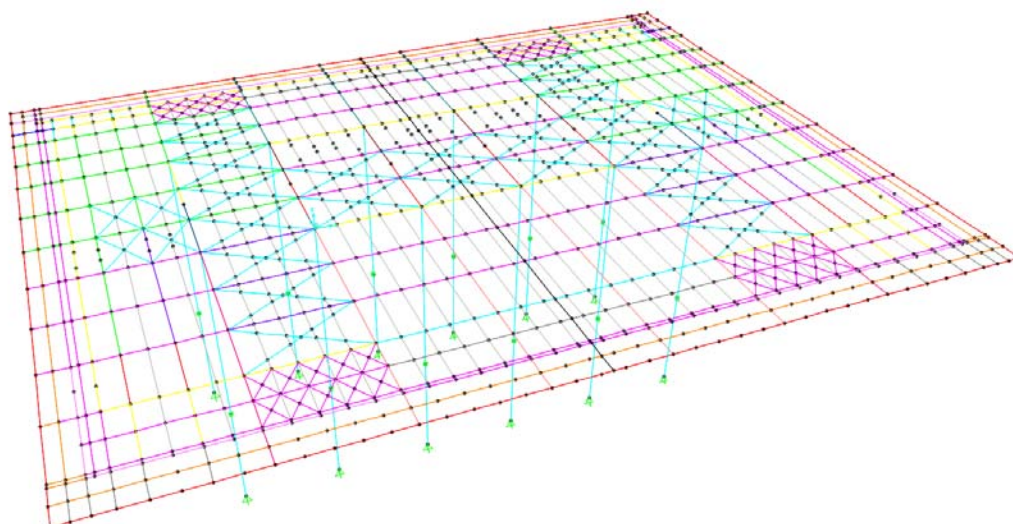


Figura 8-88 - Modello 3D

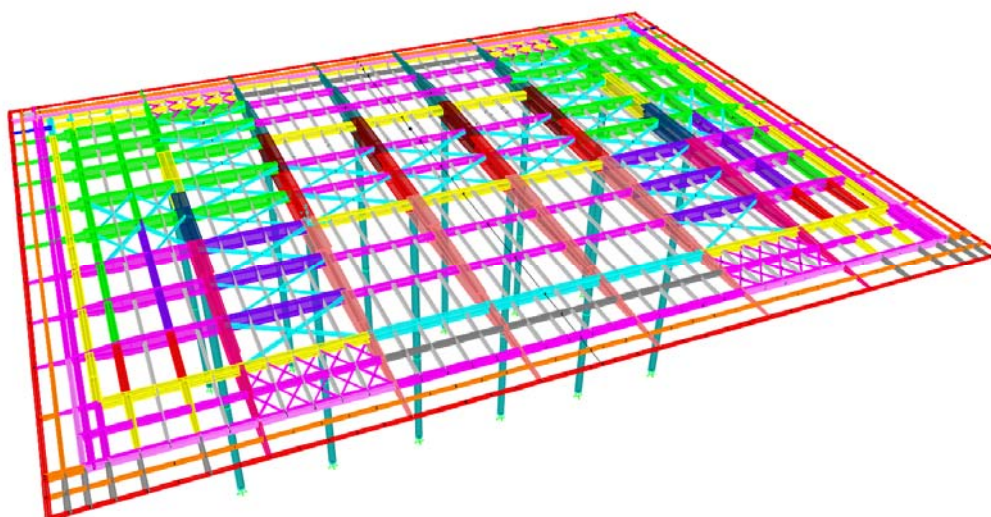


Figura 8-89 - Modello 3D estruso

Come è possibile osservare dal modello 3D estruso, le travi principali sono rastremate in modo da riprodurre fedelmente la reale rigidità di tali elementi.

La struttura è vincolata con vincoli fissi di tipo cerniera alla base e vincoli orizzontali a 6.5 m dalla base per tenere conto del vincolo orizzontale garantito dal solaio del piano terra.

8.3.3 ANALISI MODALE

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi modale della struttura, output del software ad elementi finiti utilizzato per la modellazione.

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	1.580	0.633	3.976	15.806
MODAL	Mode	2	1.069	0.935	5.878	34.546
MODAL	Mode	3	1.044	0.958	6.021	36.252
MODAL	Mode	4	0.682	1.466	9.213	84.873
MODAL	Mode	5	0.674	1.483	9.320	86.867
MODAL	Mode	6	0.467	2.141	13.449	180.882
MODAL	Mode	7	0.461	2.169	13.630	185.775
MODAL	Mode	8	0.459	2.178	13.688	187.355
MODAL	Mode	9	0.423	2.366	14.869	221.073
MODAL	Mode	10	0.332	3.013	18.933	358.474
MODAL	Mode	11	0.310	3.230	20.295	411.875
MODAL	Mode	12	0.275	3.637	22.850	522.130

Figura 8-90 – Risultati analisi modale: frequenze e periodi propri della struttura

TABLE: Modal Participating Mass Ratios										
OutputCase	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	1	1.580	7.89%	0.00%	0.00%	7.89%	0.00%	0.00%	92.84%	92.84%
MODAL	2	1.069	91.95%	0.07%	0.00%	99.84%	0.07%	0.00%	7.10%	99.94%
MODAL	3	1.044	0.07%	99.77%	0.01%	99.91%	99.84%	0.01%	0.00%	99.94%
MODAL	4	0.682	0.00%	0.02%	6.48%	99.91%	99.86%	6.49%	0.00%	99.94%
MODAL	5	0.674	0.00%	0.00%	0.00%	99.91%	99.86%	6.49%	0.01%	99.95%
MODAL	6	0.467	0.00%	0.06%	6.92%	99.91%	99.92%	13.41%	0.00%	99.95%
MODAL	7	0.461	0.01%	0.00%	0.00%	99.92%	99.92%	13.41%	0.00%	99.95%
MODAL	8	0.459	0.00%	0.01%	11.12%	99.92%	99.93%	24.53%	0.00%	99.95%
MODAL	9	0.423	0.00%	0.00%	0.00%	99.93%	99.93%	24.53%	0.01%	99.96%
MODAL	10	0.332	0.00%	0.00%	1.24%	99.93%	99.93%	25.78%	0.00%	99.96%
MODAL	11	0.310	0.00%	0.00%	0.00%	99.93%	99.93%	25.78%	0.00%	99.96%
MODAL	12	0.275	0.02%	0.00%	0.00%	99.94%	99.93%	25.78%	0.00%	99.96%

Figura 8-91 – Risultati analisi modale: masse partecipanti

Di seguito si riportano le forme modali dei modi di vibrare della struttura più significativi.

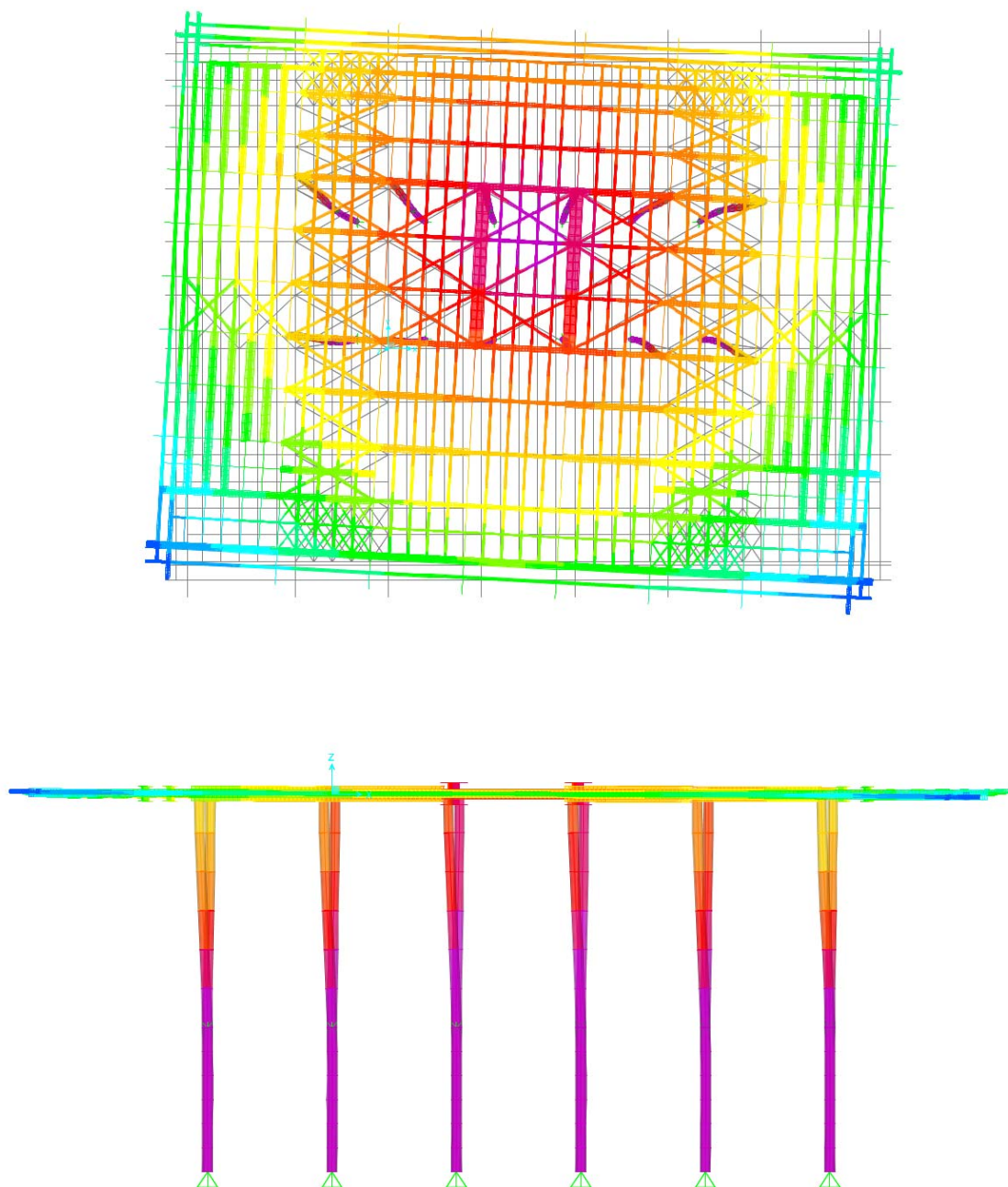


Figura 8-92 – Modo 1

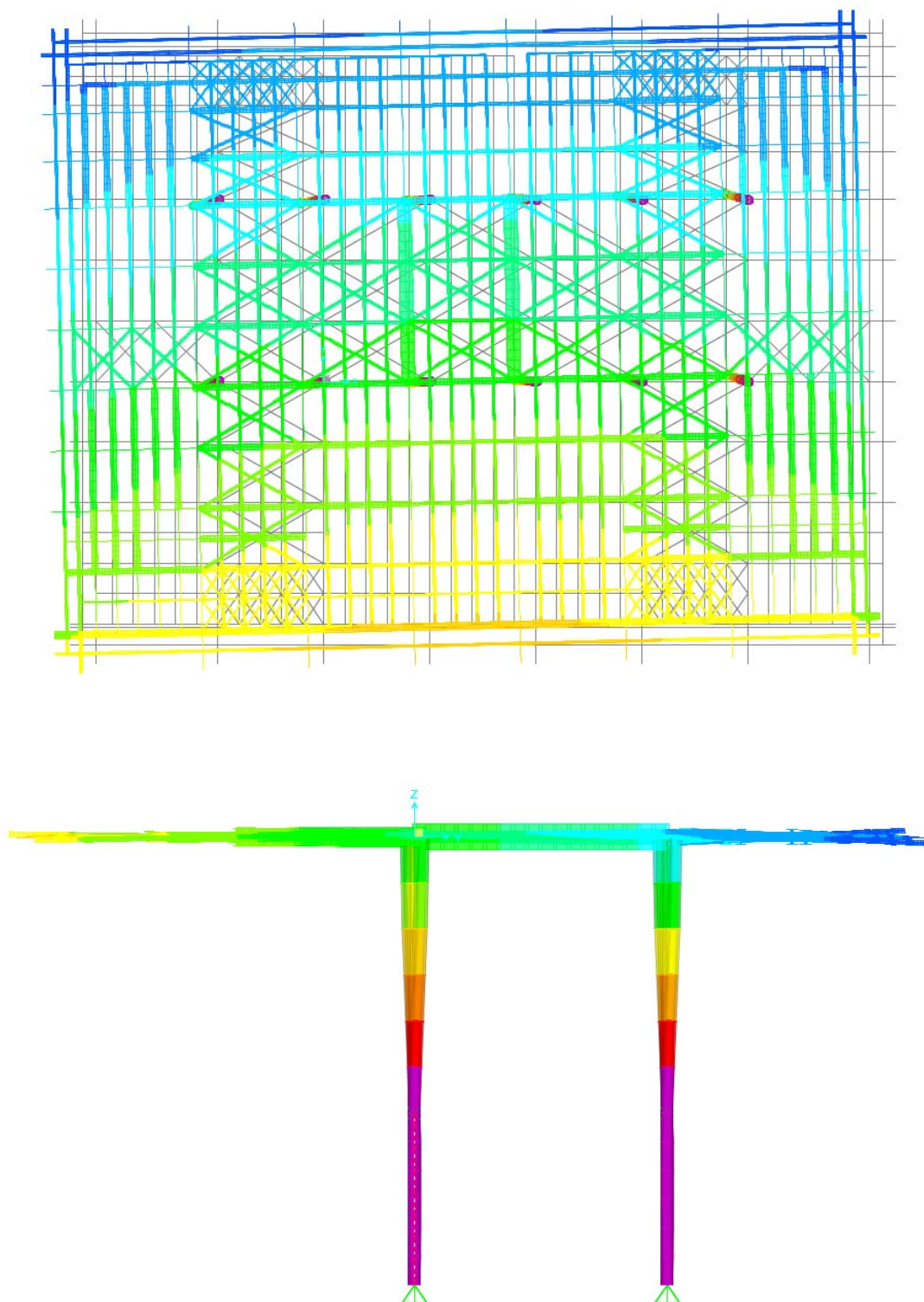


Figura 8-93 – Modo 2

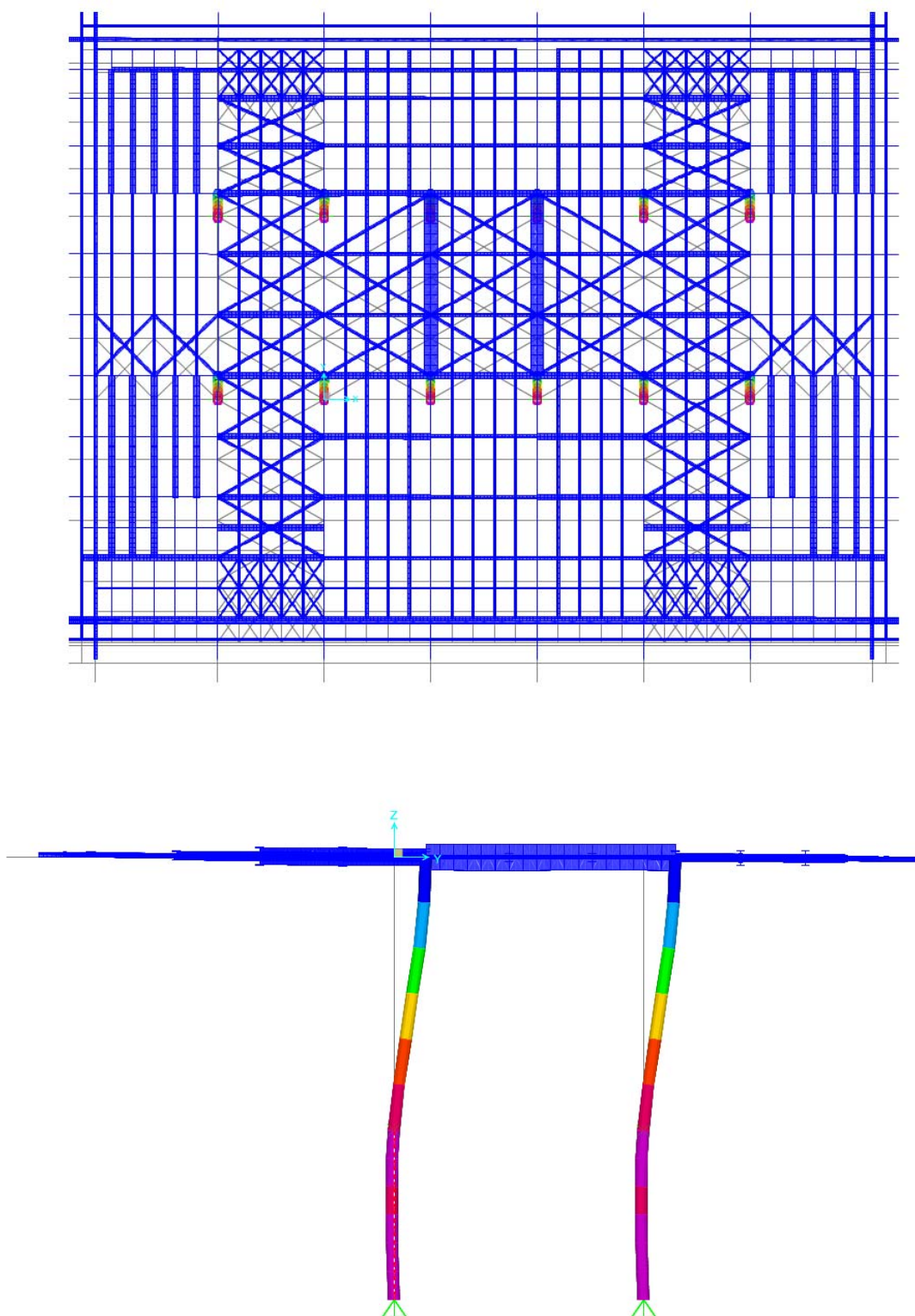


Figura 8-94 – Modo 3

8.3.4 DEFORMATE SISMICHE

Nel seguito sono riportate le deformate della struttura soggetta al carico sismico di progetto, allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), distinguendo le due direzioni principali X e Y.

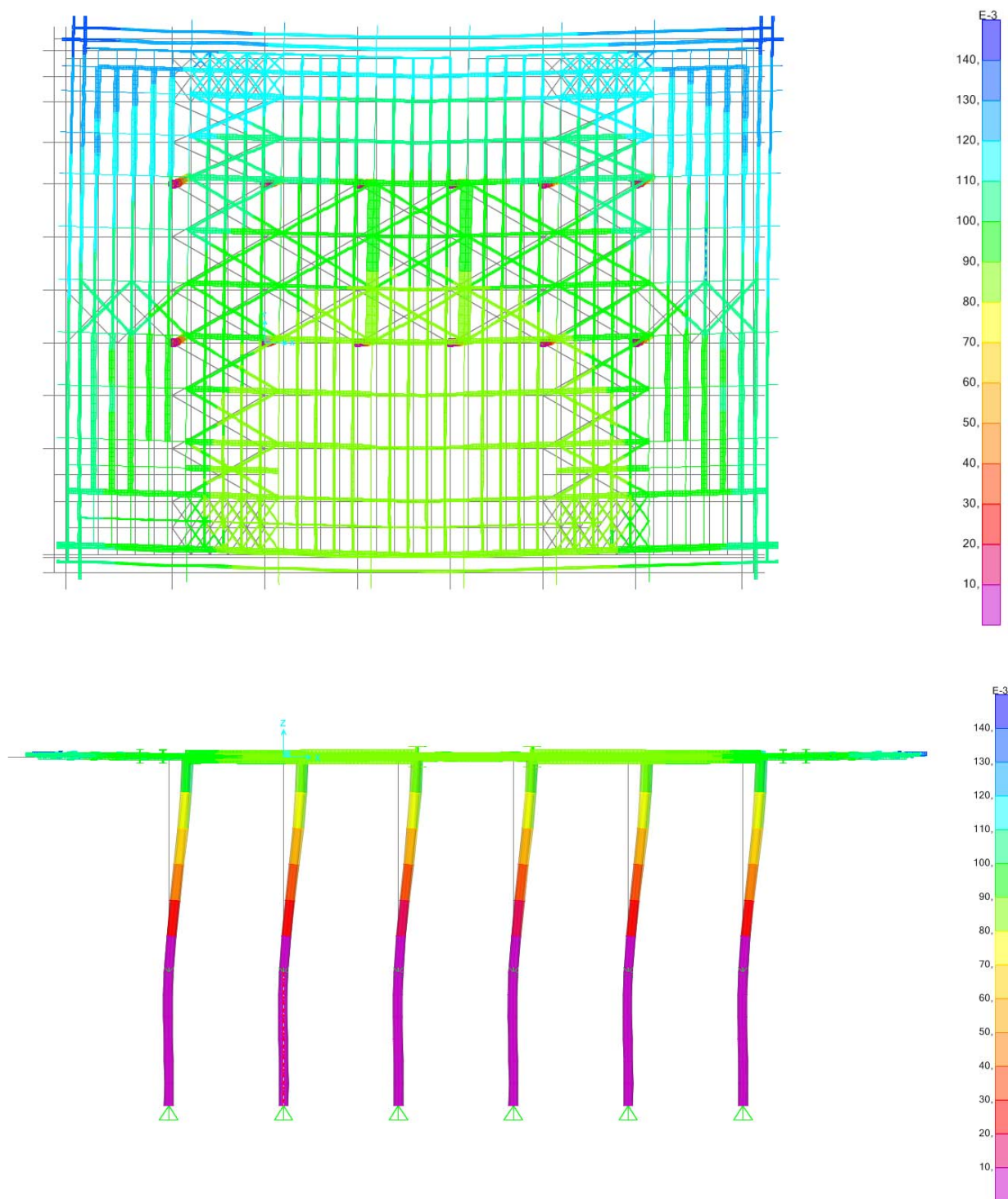


Figura 8-95 – Spostamento per combinazione SLV in direzione X. Spostamento massimo 7.1 cm

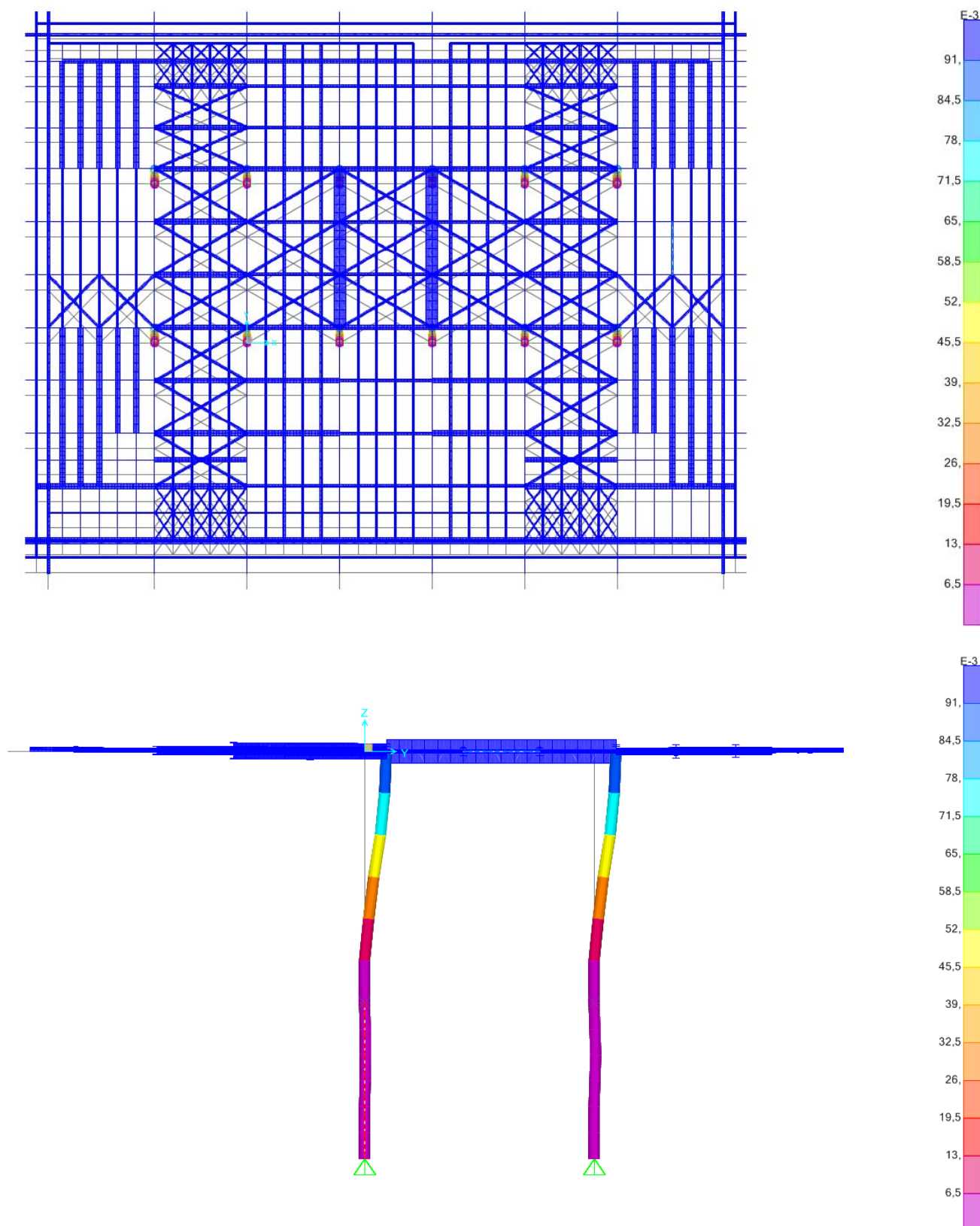


Figura 8-96 – Spostamento per combinazione SLV in direzione Y. Spostamento massimo 9.6 cm

8.3.5 VERIFICA A SLE – MASSIMO ABBASSAMENTO VERTICALE

Viene ora eseguita la verifica di abbassamento allo stato limite di esercizio. Per la struttura in oggetto è necessario verificare che l'abbassamento della struttura soggetta ai carichi variabili sia inferiore a $1/250$ della luce. La combinazione di carico più gravosa prevede il vento come carico principale e la neve come carico secondario, secondo le prescrizioni di normativa (NTC2018).

Si riporta di seguito la deformata della struttura soggetta ai carichi variabili

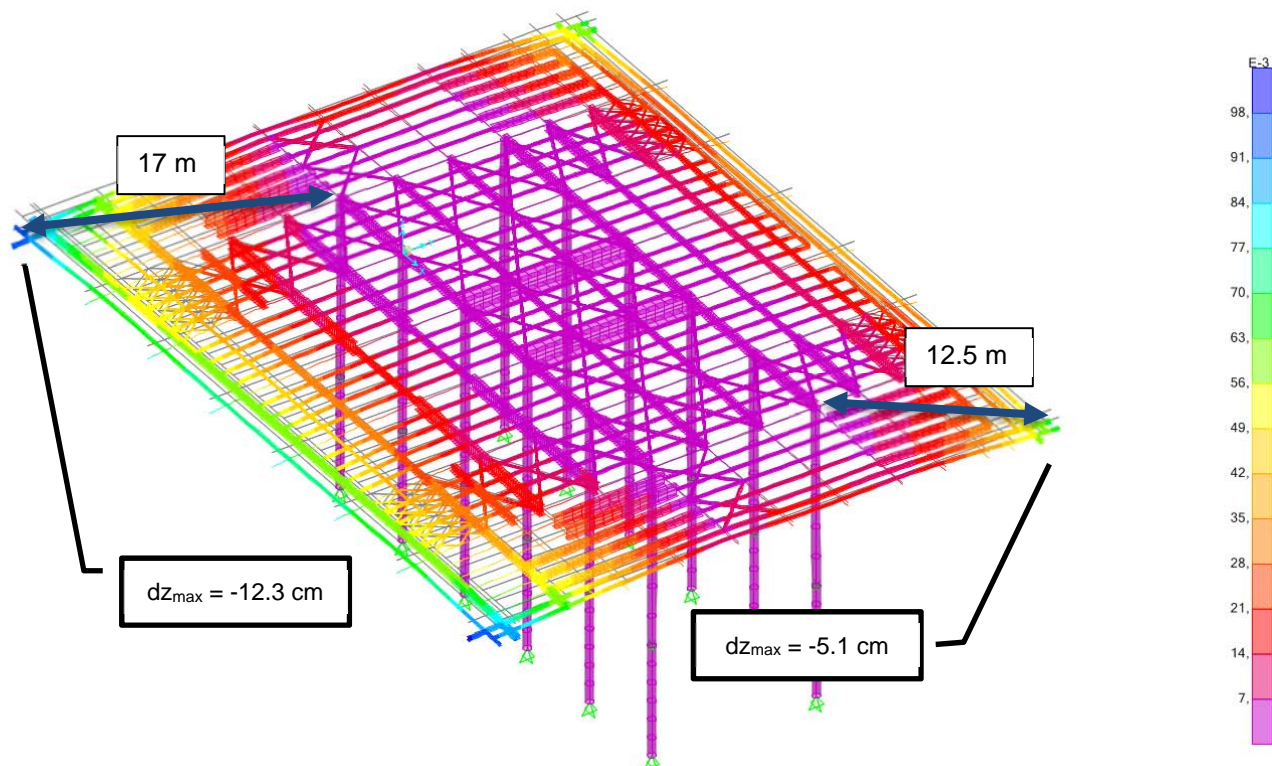


Figura 8-97 – Deformata della struttura soggetta a carichi variabili

L'abbassamento verticale è pari a:

- 12.3 cm = $L/276 < L/250$ Sbalzo di luce maggiore
- 5.10 cm = $L/490 < L/250$ Sbalzo di luce minore

Le verifiche risultano soddisfatte.

8.3.6 VERIFICA A SLU – TRAVE PRINCIPALE REALIZZATA CON PIATTI SALDATI

La trave ha sezione a doppio T con ali di larghezza 700 mm e altezza 60 mm e anima di altezza 1000 mm e spessore 20 mm.

Si riportano di seguito le sollecitazioni massime nella combinazione SLU della trave metallica in oggetto, nella sezione in corrispondenza dell'intersezione con le colonne tubolari.

$$M_{Ed} = 6\,390 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 1\,100 \text{ kN}$$

La verifica viene effettuata in relazione alla resistenza della membratura all'instabilità flessio-torsionale. Essendo le travi vincolate dai controventi di falda a X, si assume una lunghezza di libera inflessione pari a 3.2 m, in favore di sicurezza. Risulta pertanto:

$$\chi_{LT} = 1$$

$$M_{b,Rd} = W f_{yk} / 1.05 = 13\,332 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 6\,390 \text{ kNm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

La verifica a taglio è condotta considerando unicamente l'anima della sezione, di spessore pari a 30 mm e altezza di 1000 mm.

Il taglio resistente è dato da:

$$V_{Rd} = b_w \cdot H \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) = 20 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 355 / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) = 3\,904 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 1\,100 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta.

8.3.7 VERIFICA A SLU – COLONNA TUBOLARE

Per questo elemento strutturale si verificano due combinazioni di carico: SLU e SLV, prestando particolare attenzione al fenomeno dell'instabilità. Per le combinazioni SLV si riportano le verifiche relative alle combinazioni direzionali più gravose.

Combinazione SLU

Si riportano di seguito i risultati del foglio di calcolo, considerando le combinazioni direzionali più sfavorevoli.


SCE Project S.r.l. Viale Sarca 336/F - 20126 Milano - Italy tel. +39 02 700.065.30 fax +39 02 710.911.87 mail sce@sceproject.it www.sceproject.it			OGGETTO SDR VERIFICA ELEMENTI IN ACCIAIO		CODICE 1806
TITOLO VERIFICA ELEMENTI IN ACCIAIO	SIGLE GA	REV 00	DATA 16/04/2018	PAG 1/1	
DATI			SEZIONE		SOLLECITAZIONI DI PROGETTO
area - A = 427.26 cm ² momento d'inerzia I ₂ = 97 013.42 cm ⁴ momento d'inerzia I ₃ = 97 013.42 cm ⁴ Momento d'inerzia torsionale - I _T = 97 013.42 cm ⁴ raggio d' inerzia minimo - I _{min} = 15.07 cm modulo plastico - W _{2,pl} = 5 790.92 cm ³ modulo plastico - W _{3,pl} = 5 790.92 cm ³ modulo elastico - W _{2,el} = 4 245.66 cm ³ modulo elastico - W _{3,el} = 4 245.66 cm ³ area a taglio - A _{V3} = 272.00 cm ²			Tipo = Tdrcolari Sezione = D 457 s 32 W = plastico E = 210000 Mpa G = 78400 Mpa f _y = 460 Mpa γ _M = 1.05		Luce = 1000.00 cm N _{Ed} = 2302.00 kN M _{2,Ed} = 267.00 kNm M _{3,Ed} = 350.00 kNm M _{1A,Ed} = 0.1 kNm M _{1B,Ed} = 0.1 kNm V _{3,Ed} = 43.00 kN
VERIFICHE A COMPRESSIONE/TRAZIONE					
tipo di vincoli alle estremità - β = 1 fattore di imperfezione - α = 0.21 snellezza = 66.36 snellezza adimensionale - λ̄ = 0.989 sollecitazione di progetto - N _{Ed} = 2302.00 kN resistenza assiale - N _{Rd} = 18717.91 kN N _{Ed} /N _{Rd} = 0.12 <1 coeff. di sicurezza - γ _S = 8.13 resistenza all'instabilità - N _{b,Rd} = 12018.00 kN N _{Ed} /N _{b,Rd} = 0.19 <1 coeff. di sicurezza - γ _S = 5.22 lunghezza di libera d'inflexione - l _{l1} = 1000.00 cm coefficiente Φ = 1.093 coefficiente di instabilità χ = 0.642 VERIFICA RESISTENZA ASSIALE : Soddisfatta VERIFICA INSTABILITA' : Soddisfatta					
VERIFICHE A FLESSIONE RETTA/DEVIATA					
sollecitazione di progetto - M _{2,Ed} = 267.00 kNm resistenza flessionale - M _{2,Rd} = 2536.98 kNm M _{2,Ed} /M _{2,Rd} = 0.11 <1 coeff. di sicurezza - γ _S = 9.50 sollecitazione di progetto - M _{3,Ed} = 350.00 kNm resistenza flessionale - M _{3,Rd} = 2536.98 kNm M _{3,Ed} /M _{3,Rd} = 0.14 <1 coeff. di sicurezza - γ _S = 7.25 Verifica - fless.dev. dev. = 0.24 <1 coeff. di sicurezza - γ _S = 7.25 VERIFICA A FLESSIONE RETTA (M ₂) : Soddisfatta VERIFICA A FLESSIONE RETTA (M ₃) : Soddisfatta VERIFICA A FLESSIONE DEVIATA : Soddisfatta					
VERIFICA A PRESSOFLESSIONE					
N ₀₂ = 201071.7 kN N ₀₃ = 201071.7 kN N _{Ed} = 2302.00 kN snellezza = 66.36 coefficiente di instabilità - χ = 0.64 M _{2,eq,Ed} = 267.00 kNm M _{3,eq,Ed} = 350.00 kNm N _{b,Rd} = 12018.00 kN $\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{2,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{3,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$ N _{Ed} /N _{Rd} = 0.19 M _{2,eq,Ed} /M _{2,Rd} = 0.11 M _{3,eq,Ed} /M _{3,Rd} = 0.14 verifica domino di resistenza = 0.44 <1 coeff. di sicurezza - γ _S = 2.29 VERIFICA : Soddisfatta					

VERIFICA FLESSO-TORSIONALE			
tipo di vincoli alle estremità - β =	0.76	Lunghezza libera d'inflessione laterale - l_{cr} =	760 cm
fattore di imperfezione - α_{LT} =	0.34		
Momento d'inerzia "asse debole" - I_{min} =	97 013.42 cm ⁴	inserito	
Momento d'inerzia torsionale - I_T =	97 013.42 cm ⁴		
W_{max} =	5 790.92 cm ³		
ψ =	1		
Momento critico - M_{cr} =	51507.48 kNm		
snellezza adimensionale - $\bar{\lambda}_{LT}$ =	0.227414241		
$\bar{\lambda}_{LT,0}$ =	0.2 < 0.4	k_c =	0.94 > 0.75
coefficiente - Φ_{LT} =	0.524312971	Asse forte	3
f =	0.989671267		
coefficiente di instabilità - χ_{LT} =	1.00	1	$M_{2,eq,Ed}$ = 267.00 kNm
		1	$M_{3,eq,Ed}$ = 350.00 kNm
$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\gamma_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{2,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{3,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$			
N_{Ed} / N_{Rd}	0.19	$M_{2,eq,Ed} / M_{2,Rd}$	0.11
$M_{3,eq,Ed} / M_{3,Rd}$	0.14		
verifica domino di resistenza	0.44 < 1	VERIFICA : Soddisfatta	
coeff. di sicurezza - γ_s =	2.29		

VERIFICA A TENSOFLESSIONE			
N_{Rd} =	18717.91 kN	N_{Ed} =	2302.00 kN
$M_{2,Rd}$ =	2536.98 kNm	$M_{2,Ed}$ =	267.00 kNm
$M_{3,Rd}$ =	2536.98 kNm	$M_{3,Ed}$ =	350.00 kNm
N_{Ed} / N_{Rd}	0.12	$M_{2,Ed} / M_{2,Rd}$	0.11
$M_{3,Ed} / M_{3,Rd}$	0.14		
verifica domino di resistenza	0.37 < 1	VERIFICA : Soddisfatta	
coeff. di sicurezza - γ_s =	2.73		

VERIFICA A TAGLIO			
sollecitazione di progetto - $V_{3,Ed}$ =	43 kN		
resistenza a taglio - $V_{3,Rd}$ =	6879.82 kN		
$V_{3,Ed} / V_{3,Rd}$ =	0.01 < 1	VERIFICA A TAGLIO (V_3) :	Soddisfatta
coeff. di sicurezza - γ_s =	160.00		

Combinazione SLV

 SCE Project S.r.l. Viale Sarca 336/F - 20126 Milano - Italy tel. +39 02 700.065.30 fax +39 02 710.911.87 mail: sce@sceproject.it www.sceproject.it			OGGETTO SDR VERIFICA ELEMENTI IN ACCIAIO		CODICE 1806
TITOLO VERIFICA ELEMENTI IN ACCIAIO			SIGLE GA	REV 00	DATA 16/04/2018
PAG 1/1					

DATI	SEZIONE	SOLLECITAZIONI DI PROGETTO
area - A = 427.26 cm ² momento d'inerzia I ₂ = 97 013.42 cm ⁴ momento d'inerzia I ₃ = 97 013.42 cm ⁴ Momento d'inerzia torsionale - I _T = 97 013.42 cm ⁴ raggio d' inerzia minimo - i _{min} = 15.07 cm modulo plastico - W _{2 pl} = 5 790.92 cm ³ modulo plastico - W _{3 pl} = 5 790.92 cm ³ modulo elastico - W _{2 el} = 4 245.66 cm ³ modulo elastico - W _{3 el} = 4 245.66 cm ³ area a taglio - A _{v3} = 272.00 cm ²	Tipo = Tdrcolari Sezione = D 457 s 32 W = plastico E = 210000 Mpa G = 78400 Mpa f _y = 460 Mpa γ _M = 1.05	Luce = 1000.00 cm N _{Ed} = 1410.00 kN M _{2,Ed} = 673.00 kNm M _{3,Ed} = 626.00 kNm M _{1A,Ed} = 0.1 kNm M _{1B,Ed} = 0.1 kNm V _{3,Ed} = 130.00 kN

VERIFICHE A COMPRESSIONE/TRAZIONE			
tipo di vincoli alle estremità - β = 1	lunghezza di libera d'inflessione - l _{l1} = 1000.00 cm		
fattore di imperfezione - α = 0.21			
snellezza = 66.36	coefficiente Φ = 1.093		
snellezza adimensionale - λ̄ = 0.989	coefficiente di instabilità χ = 0.642		
sollecitazione di progetto - N _{Ed} = 1410.00 kN			
resistenza assiale - N _{Rd} = 18717.91 kN			
N _{Ed} /N _{Rd} = 0.08 < 1	VERIFICA RESISTENZA ASSIALE: Soddisfatta		
coeff. di sicurezza - γ _S = 13.28			
resistenza all'instabilità - N _{b,Rd} = 12018.00 kN			
N _{Ed} /N _{b,Rd} = 0.12 < 1	VERIFICA INSTABILITÀ: Soddisfatta		
coeff. di sicurezza - γ _S = 8.52			

VERIFICHE A FLESSIONE RETTA/DEVIATA			
sollecitazione di progetto - M _{2,Ed} = 673.00 kNm			
resistenza flessionale - M _{2,Rd} = 2536.98 kNm			
M _{2,Ed} /M _{2,Rd} = 0.27 < 1	VERIFICA A FLESSIONE RETTA (M ₂): Soddisfatta		
coeff. di sicurezza - γ _S = 3.77			
sollecitazione di progetto - M _{3,Ed} = 626.00 kNm			
resistenza flessionale - M _{3,Rd} = 2536.98 kNm			
M _{3,Ed} /M _{3,Rd} = 0.25 < 1	VERIFICA A FLESSIONE RETTA (M ₃): Soddisfatta		
coeff. di sicurezza - γ _S = 4.05			
Verifica - fless.dev. = 0.51 < 1	VERIFICA A FLESSIONE DEVIATA: Soddisfatta		
coeff. di sicurezza - γ _S = 4.05			

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE			
N _{Ed2} = 201071.7 kN	1	M _{2,eq,Ed} = 673.00 kNm	
N _{Ed3} = 201071.7 kN	1	M _{3,eq,Ed} = 626.00 kNm	
N _{Ed} = 1410.00 kN		N _{b,Rd} = 12018.00 kN	
snellezza = 66.36		coefficiente di instabilità - χ = 0.64	
$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\gamma_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$			
N _{Ed} /N _{Rd} = 0.12	M _{2,eq,Ed} /M _{2,Rd} = 0.27	M _{3,eq,Ed} /M _{3,Rd} = 0.25	
verifica domino di resistenza = 0.63 < 1			VERIFICA: Soddisfatta
coeff. di sicurezza - γ _S = 1.58			

VERIFICA FLESSO-TORSIONALE					
tipo di vincoli alle estremità - β =	0.76	Lunghezza libera d'inflessione laterale - l_{cr} =	760	cm	
fattore di imperfezione - α_{LT} =	0.34				
Momento d'inerzia "asse debole" - I_{min} =	97 013.42 cm ⁴		inserito		
Momento d'inerzia torsionale - I_T =	97 013.42 cm ⁴				
W_{max} =	5 790.92 cm ³				
ψ =	1				
Momento critico - M_{cr} =	51507.48 kNm				
snellezza adimensionale - $\bar{\lambda}_{LT}$ =	0.227414241				
$\bar{\lambda}_{LT,0}$ =	0.2 < 0.4				
coefficiente - Φ_{LT} =	0.524312971				
f =	0.989671267				
coefficiente di instabilità - χ_{LT} =	1.00				
		1	$M_{2,eq,Ed}$ =	673.00	kNm
		1	$M_{3,eq,Ed}$ =	626.00	kNm
$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\gamma_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{2,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{3,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$					
N_{Ed} / N_{Rd}	0.12	$M_{2,eq,Ed} / M_{2,Rd}$	0.27	$M_{3,eq,Ed} / M_{3,Rd}$	0.25
verifica domino di resistenza	0.63 < 1	VERIFICA : Soddisfatta			
coeff. di sicurezza - γ_s =	1.58				

VERIFICA A TENSOFFLESSIONE					
N_{Rd} =	18717.91 kN		N_{Ed} =	1410.00	kN
$M_{2,Rd}$ =	2536.98 kNm	1	$M_{2,Ed}$ =	673.00	kNm
$M_{3,Rd}$ =	2536.98 kNm	1	$M_{3,Ed}$ =	626.00	kNm
N_{Ed} / N_{Rd}	0.08	$M_{2,Ed} / M_{2,Rd}$	0.27	$M_{3,Ed} / M_{3,Rd}$	0.25
verifica domino di resistenza	0.59 < 1	VERIFICA : Soddisfatta			
coeff. di sicurezza - γ_s =	1.70				

VERIFICA A TAGLIO					
sollecitazione di progetto - $V_{3,Ed}$ =	130 kN				
resistenza a taglio - $V_{3,Rd}$ =	6879.82 kN				
$V_{3,Ed} / V_{3,Rd}$ =	0.02 < 1		VERIFICA A TAGLIO (V_3) :	Soddisfatta	
coeff. di sicurezza - γ_s =	52.92				

Le verifiche sono soddisfatte.

8.4 PASSERELLE IN CARPENTERIA METALLICA

La passerella è realizzata in carpenteria metallica, con profili HEA550 per le travi principali e IPE240 per i profili secondari. Per i controventi sono stati impiegati profili L50x5.

8.4.1 SOFTWARE

Le elaborazioni mediante calcolatore sono state eseguite con l'ausilio dei seguenti programmi, di cui, secondo quanto prescritto nel D.M. 17/01/2018, si indicano di seguito origine, caratteristiche, titolo, autore, produttore, eventuale distributore, versione, estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione.

- Midas Gen 2018 (v. 1.2) – Midas Information Technology Co., Ltd.- Distribuito da Harpaceas s.r.l.

I programmi vengono usati dalla scrivente in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie. Grazie alla raffinatezza dei modelli di calcolo è stato possibile analizzare il comportamento di tutti gli elementi compositivi delle stesse, considerando l'effettivo contributo alla rigidezza complessiva del sistema fornito da ciascun componente elementare. I criteri di modellazione prevedono la riproduzione fedele delle strutture così come sono state progettate e si prescrive siano realizzate.

8.4.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO

Si riporta di seguito la vista 3D del modello di calcolo realizzato in Midas Gen.

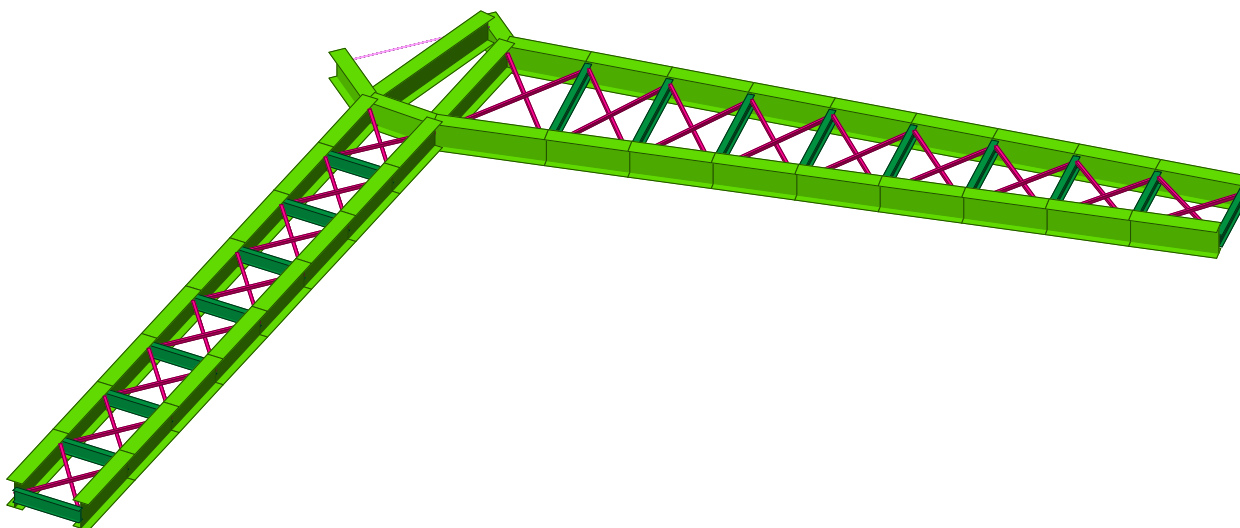


Figura 8-98 – Modello ad elementi finiti

Gli elementi strutturali sono realizzati con elementi principali di tipo "beam" e controventi di tipo "truss", garantendo il funzionamento unicamente ad azione assiale.

8.4.3 VERIFICHE SLE – DEFORMATA IN COMBINAZIONE RARA

Si riporta di seguito la deformata della struttura in combinazione rara.

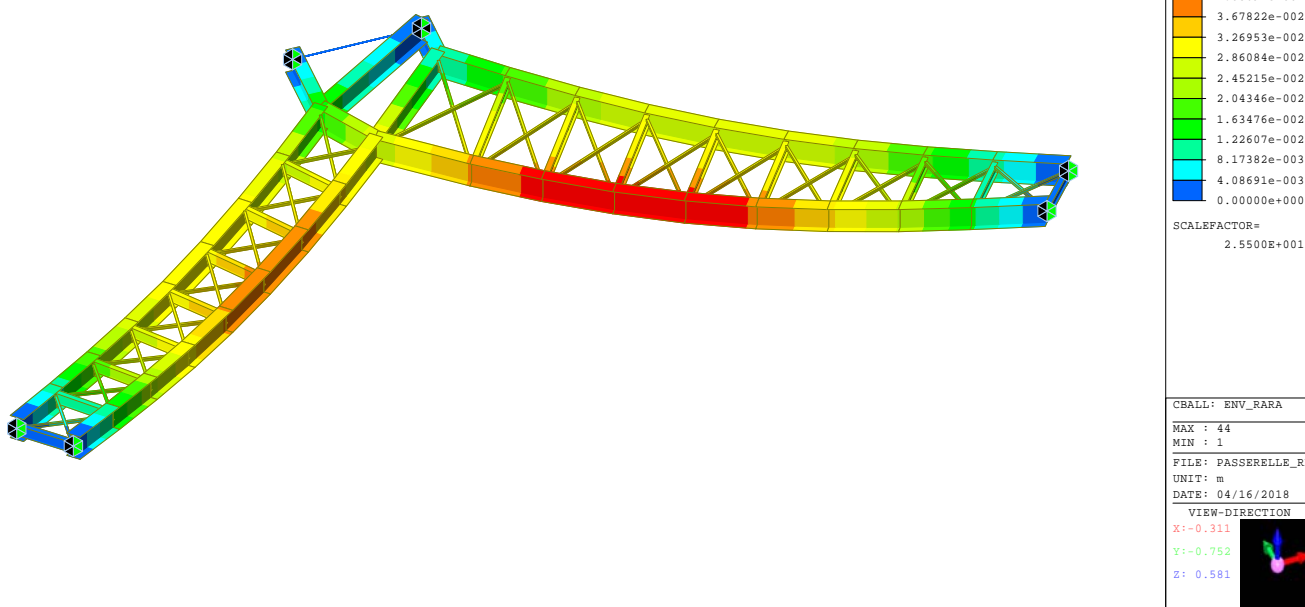


Figura 8-99 – Deformata in combinazione rara

L'abbassamento massimo è pari a 4.5 cm, pari a $L/351$.

8.4.4 VERIFICHE SLU DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

In questo paragrafo sono riportate le verifiche automatiche eseguite dal post-processore del software Midas Gen.

HEA650

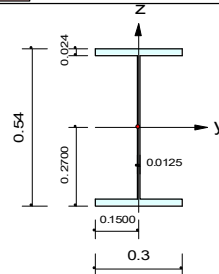
midas Gen

Steel Checking Result

Company	Project Title
Author	File Name
Francesco	G:\...Passerelle_rev2.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 11
 Material : S355 (No:1)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : HEA550 (No:2)
 (Rolled : HEA550).
 Member Length : 13.7352



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00000 (LCB: 6, POS:1/2)
 Bending Moments My = 471.547, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = 471.400, Myj = 440.846 (for Lb)
 Myi = 197.706, Myj = -0.0511 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 4.54767 (LCB: 15, POS:I)
 Fzz = 107.821 (LCB: 6, POS:J)

Depth	0.54000	Web Thick	0.01250
Top F Width	0.30000	Top F Thick	0.02400
Bot. F Width	0.30000	Bot. F Thick	0.02400
Area	0.02120	Asz	0.00675
Qyb	0.17887	Qzb	0.01125
Iyy	0.00112	Izz	0.00011
Ybar	0.15000	Zbar	0.27000
Wely	0.00415	Welz	0.00072
ry	0.23000	rz	0.07150

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 13.7352, Lz = 1.46236, Lb = 1.46236
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cnz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
 $KL/r = 70.5 < 200.0$ (Memb:2, LCB: 14)..... O.K
 Axial Resistance
 $N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00/7526.00 = 0.000 < 1.000$ O.K
 Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 471.55/1640.81 = 0.287 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.000/390.222 = 0.000 < 1.000$ O.K
 Combined Resistance
 $R_{NRd} = \max[M_{Edy}/M_{Ny,Rd}, M_{Edz}/M_{Nz,Rd}]$
 $R_{oom} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$
 $R_{max} = \max[R_{NRd}, (R_{oom} + R_{bend})] = 0.287 < 1.000$ O.K
 Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.001 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.063 < 1.000$ O.K

IPE240

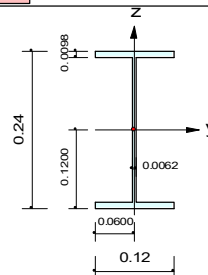
midas Gen

Steel Checking Result

Company		Project Title	
Author	Francesco	File Name	G:\...Passerelle_rev2.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 55
 Material : S355 (No:1)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : IPE240 (No:3)
 (Rolled : IPE240).
 Member Length : 2.40329



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00000 (LCB: 6, POS:1/2)
 Bending Moments My = 12.2922, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = 0.04803, Myj = -0.1987 (for Lb)
 Myi = 0.04803, Myj = -0.1987 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.45486 (LCB: 11, POS:1/2)
 Fzz = -20.985 (LCB: 6, POS:I)

Depth	0.24000	Web Thick	0.00620
Top F Width	0.12000	Top F Thick	0.00980
Bot. F Width	0.12000	Bot. F Thick	0.00980
Area	0.00391	Asz	0.00149
Qyb	0.02790	Qzb	0.00180
Iyy	0.00004	Izz	0.00000
Ybar	0.06000	Zbar	0.12000
Wely	0.00032	Welz	0.00005
ry	0.09936	rz	0.02757

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 2.40329, Lz = 2.40329, Lb = 2.40329
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$KL/r = 87.2 < 200.0$ (Memb:55, LCB: 14)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00/1388.05 = 0.000 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 12.292/129.930 = 0.095 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0000/25.8007 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$RNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$

$R_{om} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{max} = \text{MAX}[RNRd, (R_{om} + R_{bend})] = 0.095 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.001 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.054 < 1.000$ O.K

Profilo L50x5

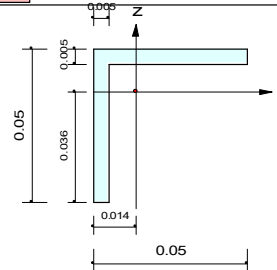
midas Gen

Steel Checking Result

Company	Project Title
Author Francesco	File Name Gl...Passerelle_rev2.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 99
Material : S355 (No:1)
($F_y = 355000$, $E_s = 210000000$)
Section Name : L50x5 (No:4)
(Rolled : L50x5).
Member Length : 2.12064



2. Member Forces

Axial Force $F_{xx} = -22.245$ (LCB: 14, POS:J)
Bending Moments $M_y = 0.00000$, $M_z = 0.00000$
End Moments $M_{yi} = 0.00000$, $M_{yj} = 0.00000$ (for Lb)
 $M_{yi} = 0.00000$, $M_{yj} = 0.00000$ (for Ly)
 $M_{zi} = 0.00000$, $M_{zj} = 0.00000$ (for Lz)
Shear Forces $F_{yy} = 0.00000$ (LCB: 3, POS:J)
 $F_{zz} = 0.00000$ (LCB: 3, POS:J)

Depth	0.05000	Web Thick	0.00500
Top F Width	0.05000	Top F Thick	0.00500
Area	0.00048	Asz	0.00021
Qyb	0.00065	Qzb	0.00065
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.01400	Zbar	0.03600
Wely	0.00000	Welz	0.00000
rp	0.00984		
ry	0.01510	rz	0.01510

3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 1.60000$, $L_z = 1.60000$, $L_b = 1.60000$
Effective Length Factors $K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors $C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$KL/r = 162.6 < 200.0$ (Memb:99, LCB: 14)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 22.2451/32.0719 = 0.694 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.00000/1.13488 = 0.000 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.00000/1.13488 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{oom} = N_{Ed}/(A_{eff}f_y/\Gamma_{M0})$, $R_{bend} = (M_{Edy}+N_{Ed}eNy)/M_{y,Rd} + (M_{Edz}+N_{Ed}eNz)/M_{z,Rd}$

$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy}A_{eff}f_y/\Gamma_{M1})$

$R_{b_LT1} = k_{yy}(M_{Edy}+N_{Ed}eNy)/(X_{i_LT}W_{effy}f_y/\Gamma_{M1}) + k_{yz}(M_{Edz}+N_{Ed}eNz)/(W_{effz}f_y/\Gamma_{M1})$

$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz}A_{eff}f_y/\Gamma_{M1})$

$R_{b_LT2} = k_{zy}(M_{Edz}+N_{Ed}eNz)/(X_{i_LT}W_{effy}f_y/\Gamma_{M1}) + k_{zz}(M_{Edz}+N_{Ed}eNz)/(W_{effz}f_y/\Gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[R_{oom}+R_{bend}, MAX(R_{c_LT1}+R_{b_LT1}, R_{c_LT2}+R_{b_LT2})] = 0.704 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

Le verifiche risultano soddisfatte.