

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI
ENTE NAZIONALE AVIAZIONE CIVILE



DIPARTIMENTO SICUREZZA - AREA INFRASTRUTTURE
AEROPORTUALI - SERVIZIO COSTRUZIONI



AEROPORTO "MARCO POLO" DI TESSERA - VENEZIA

concessionaria del MINISTERO DEI TRASPORTI E DELLA NAVIGAZIONE DIREZIONE GENERALE DELL'AVIAZIONE CIVILE



PROGETTO

PERCORSO PEDONALE ASSISTITO
(MOVING WALKWAY)
DARSENA-TERMINAL

PROGETTO PRELIMINARE

ELABORATO

RELAZIONI
Relazione tecnica - Strutture

CODICE C.d.P.: 3 . 0 1 COMMESSA: C O 8 0 2

NUMERO
ELABORATO

04 . 01

CODICE
ELABORATO

A0 05 0N V

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDAZIONE	VERIFICA	APPROVAZIONE
0	Prima emissione	Luglio 2013	Ing. E.Barattin	Ing. A.Tabani	Ing. M.Giupponi

NOME FILE: A0050NV0.DOC

SCALA:

FILE DI STAMPA:

PROGETTISTA



SAVE ENGINEERING S.r.l.
Sede Legale: V.le G. Galilei, 30/1 - 30173
Venezia - Tessera (Italia)
Uffici: Via A. Ca' Da Mosto, 12/3 - 30173
Venezia - Tessera (Italia)
telefono: +39/041 260 6191
telefax: +39/041 2606199
e-mail: saveeng@veniceairport.it

DIRETTORE TECNICO



PROGETTISTA
E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE
DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE



CONSULENTE PROGETTISTA



IDROESSE INFRASTRUTTURE SRL
Galleria Spagna, 10
35127 Padova (PD)
telefono: +39 049 8064111
telefax: +39 049 8064100
e-mail: board@idroesse.it
website: www.idroesse.it

DIRETTORE TECNICO



COLLABORATORI

ing. Alberto Levorato
ing. Andrea Tabani
arch. Cristina Perin
arch. Ruben Verdi
ing. Mario Vismara

COMMITTENTE

SAVE S.p.A.
DIREZIONE OPERATIVA
R.U.P./R.L.

ing. Corrado Fischer

SAVE S.p.A.
POST HOLDER
PROGETTAZIONE

ing. Franco Dal Pos

SAVE S.p.A.
POST HOLDER
MANUTENZIONE

ing. Virginio Stramazzo

SAVE S.p.A.
POST HOLDER
AREA MOVIMENTO-TERMINAL

sig. Francesco Rocchetto

SAVE S.p.A.
COMMERCIALE E MARKETING
NO AVIATION

dott. Andrea Geretto

INDICE

1. PREMESSA	2
2. DESCRIZIONE DELLE OPERE	2
2.1 EDIFICIO DARSENA.....	2
2.2 PERCORSO PEDONALE IN QUOTA.....	2
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
4. CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO	3
5. ANALISI E CODICI DI CALCOLO	4
5.1 CODICI DI CALCOLO.....	5
5.1.1 SAP 2000.....	5
5.1.2 SAFE.....	5
6. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
6.1 CALCESTRUZZO	5
6.2 CARPENTERIA METALLICA.....	6
6.3 ACCIAIO D'ARMATURA	6
6.4 RESISTENZA AL FUOCO DEI MATERIALI	6
6.4.1 Strutture in c.a.....	7
6.4.2 Strutture in acciaio	8
7. ANALISI DEI CARICHI	9
7.1 CARICHI GRAVITAZIONALI.....	9
7.2 CARICO NEVE.....	11
7.3 AZIONE DEL VENTO	13
7.4 AZIONE SISMICA	17
7.5 COMBINAZIONI DEI CARICHI	20
<i>Stato limite ultimo</i>	20
<i>Stati limite di esercizio</i>	20
<i>Combinazione di carico con il sisma</i>	21
8. MODELLO DI CALCOLO E VERIFICHE	22
8.1 EDIFICIO DI DARSENA	22
<i>Verifica travi in legno di copertura</i>	23
<i>Verifica Setti in c.a.</i>	25
8.2 PERCORSO PEDONALE IN QUOTA	28
<i>Verifica impalcato in c.a.</i>	29

1. Premessa

Nell'ambito dell'Aeroporto Marco Polo di Venezia, la presente Relazione di calcolo ha come oggetto, il dimensionamento e le verifiche strutturali in fase preliminare, dei manufatti che costituiranno la nuova Stazione di Darsena, ed il percorso pedonale assistito con tappeti mobili, che la collegheranno all'Aerostazione.

2. Descrizione delle opere

I principali temi della progettazione strutturale sono l'edificio di darsena (indicato con la lettera A, nella fig.1.1) ed il percorso pedonale in quota (indicato con la lettera B, nella fig.1.1).

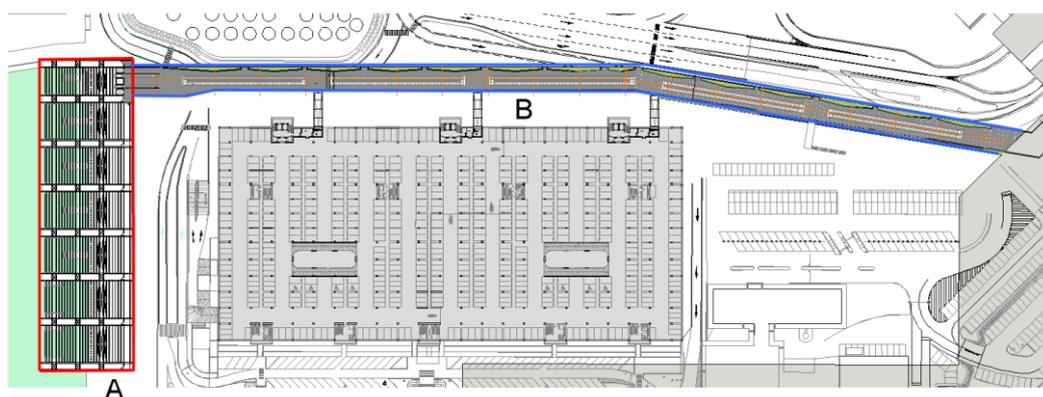


Figura 2.1: Planimetria dell'intervento

2.1 EDIFICIO DARSENA

L'edificio darsena è caratterizzata da una pianta allungata di dimensioni circa pari a 130x38m ed un'altezza massima di 11.5 m.

Da un punto di vista strutturale, l'edificio presenta un sistema sismoresistente costituito da coppie di setti in c.a. mutuamente collegati, poste ad interasse 18.7m, e prospetticamente caratterizzate da una forma che riproduce un arco. La copertura sarà costituita da travi in legno lamellare (interasse 1.2m circa), alle quali verranno collegati un tavolato ed una cappa in c.a. collaborante, che conferirà le caratteristiche di piano rigido all'orizzontamento. La particolarità del fabbricato è rappresentata dal fatto che il sedime insiste parzialmente sulla terraferma ed in parte sul mare, per consentire l'attracco delle imbarcazioni; di conseguenza le fondazioni, che saranno costituite da plinti di altezza 80 cm su micropali \varnothing 30cm di lunghezza 26m, avranno quote d'imposta diverse in funzione del fatto che trasferiscano i carichi direttamente al suolo od al fondo marino.

2.2 PERCORSO PEDONALE IN QUOTA

Il tracciato del percorso pedonale in quota, a cui si accede dagli ascensori e dalle scale mobili dell'edificio di darsena e dal Piano Partenze dell'Aerostazione, è collocato a quota +10.10 mslm.

Le strutture verticali saranno costituite da una serie di pile poste ad una distanza di 19m circa, caratterizzate da una sezione ellittica con assi rispettivamente di 3 ed 1.5m; sulle pile poggerà un impalcato in c.a. di larghezza 10 m ed altezza variabile, al quale verrà collegata una sovrastruttura in acciaio costituita da telai isostatici in direzione trasversale, controventati lungo l'asse longitudinale. La copertura verrà realizzata mediante una soletta in c.a. appoggiata su un'orditura secondaria di travi in acciaio. Le sollecitazioni di taglio e compressione, verranno trasferite dall'impalcato alle pile mediante appositi dispositivi di appoggio. Le fondazioni saranno del tipo a plinti su pali di diametro 80 cm e lunghezza 26m.

3. Normativa di riferimento

Calcolo e verifica delle strutture sono stati condotti nel rispetto della vigente normativa sulle costruzioni e sui carichi. In particolare ci si è attenuti a quanto disposto da:

- D.M. 14 gennaio 2008, "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni";
- Delibera Giunta Regionale Veneto n.71 del 22 gennaio 2008, "Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 28 aprile 2006, n. 3519 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone"– Direttive per l'applicazione".
- UNI EN 206-1:2006, "Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità".
- UNI 11104:2004, "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1".
- UNI EN 1993-1-1:2005, "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici".
- UNI EN 1992-1-1:2005, "Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici"
- DM 16.02.07: Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere dacostruzione.
- Norma Tecnica C.N.R. 10024-86 Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.

4. Caratterizzazione del terreno

Nel presente capitolo si riassumono gli aspetti geologici, geomorfologici, idrogeologici, sismici e geotecnici relativi alla nuova opera in progetto. I dati disponibili si basano sui documenti relativi alle varie campagne di indagini geotecniche condotte negli anni (1972-2010) come supporto alla progettazione di nuove opere di edilizia funzionali all'esercizio della stazione aeroportuale (edifici mensa, parcheggi multipiano, hangar, ecc.).

Dal punto di vista geologico, il sito dell'aeroporto sorge in una zona alluvionale di origine recente ed attuale, costituita da una successione di argille compressibili, sabbie da poco a moderatamente addensate, sabbie fini e limi. Dal punto di vista geomorfologico l'area è il risultato dell'azione prodotta dal ruscellamento delle acque superficiali, dell'apporto dei depositi solidi in sospensione fornito da fiumi e canali – un tempo confluenti nella laguna e oggi canalizzati fuori dalla laguna per evitarne l'interramento – e ovviamente dall'azione antropica.

Tutti i sondaggi e le prove effettuate mostrano la presenza di una falda molto superficiale, riscontrata a circa +1m slm. Si tratta dell'acquifero superficiale non confinato, in continuità idraulica con l'adiacente laguna, e pertanto suscettibile delle giornaliere fluttuazioni legate alle maree sigiziali ovvero ad eventuali effetti di lungo termine (ad es. climate change). Inoltre si evidenzia la presenza di falde in pressione in profondità, individuabili negli strati granulari presenti a profondità di -10m e a -50m dal piano campagna.

Dal punto di vista stratigrafico, infatti, i depositi della laguna sono composti di una fitta alternanza di materiali alluvionali, da granulari, permeabili, con angoli di attrito tipici compresi tra 28°-33° e una resistenza alla punta misurata in prove CPT di circa 10 MPa, a coesivi, a bassa permeabilità, resistenza alla punta inferiori a 1 MPa, da media ad alta plasticità, con resistenze non drenate nell'intervallo 30-70 KPa, di 1-2 metri di spessore.

Tali materiali mostrano un'alta compressibilità e localmente un alto contenuto organico, e risultano essere normalconsolidati. Per quanto concerne la classificazione sismica del territorio il progetto ricade nel comune di Venezia (provincia di Venezia), attualmente catalogato come zona 4.

Le opere in progetto richiedono l'adozione di soluzioni progettuali di tipo profondo. La scelta delle opere d'arte (per l'edificio darsena e il percorso in quota) impone quindi fondazioni su pali o micropali: queste tipologie di fondazioni profonde consentono di controllare i cedimenti della struttura, riducendone l'entità, e di minimizzare i cedimenti differenziali, e quindi le rotazioni, dovuti ai fenomeni di consolidazione primaria e secondaria nel tempo. Il plinto di collegamento dei pali avrà dimensione sufficiente da ripartire rigidamente il carico a tutti i pali. Per l'edificio darsena si opta per una soluzione progettuale a pali ad elica continua o con tipologia FDP (Full displacement piles) di lunghezza media 26 metri, e diametro di 300 mm, il cui comportamento è governato esclusivamente dalla resistenza offerta dal fusto. Per il percorso in quota, si ritiene opportuno utilizzare pali trivellati di lunghezza media 26 metri, e diametro di 800 mm, il cui comportamento è governato anche in questo caso dalla resistenza offerta dal fusto

5. Analisi e codici di calcolo

Nella stesura dei calcoli ci si attiene alle norme vigenti per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, sulle strutture in acciaio e legno; il metodo di verifica adottato è quello semiprobabilistico agli stati limite ultimi. La presente relazione strutturale di calcolo comprende solo una parte dei calcoli strutturali: le verifiche non riportate sono state condotte analogamente a quelle descritte e risultano disponibili nelle minute di studio. Lo studio delle strutture è stato condotto secondo i metodi della scienza delle costruzioni supponendo i materiali elastici o elastoplastici, omogenei ed isotropi. La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale.

5.1 CODICI DI CALCOLO

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);
- pratica d'uso frequente in studio.

5.1.1 SAP 2000

Per la realizzazione dei modelli tridimensionali ad elementi finiti è stato utilizzato il codice di calcolo FEM Sap2000 della Computer and Structures Inc.–Berkeley (USA). Il programma è dotato di postprocessori per la verifica automatica di travi e pilastri in c.a. ed elementi in acciaio, secondo diverse Normative Internazionali, fra le quali anche EC2 ed EC3. Il codice di calcolo sopra descritto è soggetto a periodica validazione interna.

5.1.2 SAFE

Per il calcolo delle sollecitazioni delle solette monolitiche in c.a. e delle strutture di fondazione è stato utilizzato il codice di calcolo FEM SAFE Version 8.1.1 e Version 12.1.0 della Computer and Structures Inc. – Berkeley (USA).

Il programma esegue l'analisi di strutture bidimensionali (ottenute come insieme di travi e/o elementi piastra), soggette a carichi ortogonali al piano, anche su suolo alla Winkler (elementi di fondazione).

E' possibile eseguire l'integrazione degli sforzi su strisce di larghezza definita a piacere per avere in uscita parametri di sollecitazione tipo M,T (come per un graticcio di travi). Tale forma di risultati è di grande utilità per la comprensione del comportamento della struttura e facilita il dimensionamento delle armature.

Il programma è dotato di postprocessori per la verifica automatica di travi e piastre in c.a. secondo diverse Normative Internazionali, fra le quali anche EC2 ed EC3.

6. Caratteristiche dei materiali

6.1 CALCESTRUZZO

- Pali di fondazione : classe di resistenza C35/45 ($R_{ck} 45 \text{ N/mm}^2$) – classe di esposizione XS2 – classe di consistenza S4 – diametro massimo inerte $D_{max}=16\text{mm}$;
- Per le strutture di fondazione : classe di resistenza C35/45 ($R_{ck} 45 \text{ N/mm}^2$) – classe di esposizione XS2 – classe di consistenza S4 – diametro massimo inerte $D_{max}=30\text{mm}$;

- Pilastrini in opera : classe di resistenza C32/40 ($R_{ck} 40 \text{ N/mm}^2$) – classe di esposizione XS1 – classe di consistenza S4 – diametro massimo inerte $D_{max}=16\text{mm}$;
- Travi, solette : classe di resistenza C32/40($R_{ck} 40 \text{ N/mm}^2$) – classe di esposizione XS1 – classe di consistenza S4 – diametro massimo inerte $D_{max}=16\text{mm}$;
- Setti e pareti : classe di resistenza C32/40 ($R_{ck} 40 \text{ N/mm}^2$) – classe di esposizione XS1 – classe di consistenza S4 – diametro massimo inerte $D_{max}=16\text{mm}$.

6.2 CARPENTERIA METALLICA

E' previsto l'utilizzo di acciaio da carpenteria tipo S355, adeguatamente trattato per ottenere un'adeguata protezione al fuoco o comunque agli agenti esterni.

TIPO	S235	S275	S355
E_s	206000	206000	206000
$f_{k,a,min}$	340	410	490
$f_{k,a,max}$	470	560	630
$f_{yk,a}$	235	275	355
$\varepsilon_{yd,a}$	1.14‰	1.33‰	1.72‰
γ_s	1.10	1.10	1.10
$f_{yd,a}$	213.6	250.0	322.7

6.3 ACCIAIO D'ARMATURA

E' previsto l'utilizzo di acciaio tipo B450C, le cui caratteristiche sono indicate in seguito.

TIPO	B450C	
Allung. (A_{gt}) _k	$\geq 7.5\%$	Frattile 10%
E_s	206000	MPa
f_k	540	MPa
f_{yk}	450	MPa
f_{yd}	391.30	MPa
ε_{yd}	1.90‰	

dove:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \text{ con } \gamma_s = 1.15 \text{ resistenza di progetto}$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

6.4 RESISTENZA AL FUOCO DEI MATERIALI

Tutti gli elementi strutturali principali devono soddisfare i requisiti di resistenza al fuoco previsti a norma di legge o comunque stabiliti all'interno del Certificato di Prevenzione Incendi per travi, pilastri e i setti dei vani scala; nel caso particolare si tratta di procedere alla protezione delle strutture in c.a. e di quelle metalliche per le quali si applicano

le norme UNI 9503 aggiornate con il DM 16/02/07 e DM 09/03/07 e le norme UNI EN 1992-1-2. I protettivi per acciaio dovranno risultare conformi alle norme europee EN 13381-4.

6.4.1 Strutture in c.a.

Travi

La tabella seguente, estratta dal decreto 16 febbraio 2007, riporta i valori minimi (mm) della larghezza b della sezione, della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta e della larghezza d'anima b_w di travi con sezione a larghezza variabile sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate di travi semplicemente appoggiate. Per travi con sezione a larghezza variabile b è la larghezza in corrispondenza della linea media delle armature tese.

Classe	Combinazioni possibili di b e a				b_w
30	$b = 80 / a = 25$	120/20	160/15	200/15	80
60	$b = 120 / a = 40$	160/35	200/30	300/25	100
90	$b = 150 / a = 55$	200/45	300/40	400/35	100
120	$b = 200 / a = 65$	240/60	300/55	500/50	120
180	$b = 240 / a = 60$	300/70	400/65	600/60	140
240	$b = 260 / a = 90$	350/60	500/75	700/70	160

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di b e a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. Per ricopri menti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

Pilastrì

La tabella seguente, estratta dal decreto 16 febbraio 2007, riporta i valori minimi (mm) del lato più piccolo b di pilastrì a sezione rettangolare ovvero del diametro di pilastrì a sezione circolare e della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate di pilastrì esposti su uno o più lati che rispettano le seguenti limitazioni:

- lunghezza effettiva del pilastro (da nodo a nodo) ≤ 6 m (per pilastrì di piani intermedi ovvero $\leq 4,5$ m (per pilastrì dell'ultimo piano);
- area complessiva di armatura $A_s \leq 0,04 A_c$ area efficace della sezione trasversale del pilastro.

Classe	Esposto su più lati		Esposto su un lato
30	$B=200 / a = 30$	300/25	160/25
60	$B=250 / a=45$	350/40	160/25
90	$B=350 / a=50$	450/40	160/25
120	$B=350 / a=60$	450/50	180/35
180	$B=450 / a=70$		230/55
240			300/70

Solette

La tabella seguente, estratta dal decreto 16 febbraio 2007, riporta i valori minimi (mm) dello spessore H di solette e solai, della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate di travi semplicemente appoggiate.

Classe	30	60	90	120	180	240
Solette piene con armatura monodirezionale	H = 80/a = 10	120/20	120/30	160/40	200/55	240/65
Solai misti di lamiera di acciaio con riempimento di calcestruzzo (1)	H = 80/a = 10	120/20	120/30	160/40	200/55	240/65
Solai a travetti con alleggerimento (2)	H = 160/a = 15	200/30	240/35	240/45	300/60	300/75
Solai a lastra con alleggerimento (3)	H = 160/a = 15	200/30	240/35	240/45	300/60	300/75

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di H e a ne devono tenere conto nella seguente maniera: 10 mm di intonaco normale (definizione in D.4.1) equivale ad 10 mm di calcestruzzo; 10 mm di intonaco protettivo antincendio (definizione in D.4.1) equivale a 20 mm di calcestruzzo. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

(1) In caso di lamiera grecata H rappresenta lo spessore medio della soletta. Il valore di a non comprende lo spessore della lamiera. La lamiera ha unicamente funzione di cassero. In caso contrario la lamiera va protetta secondo quanto indicato in D.7.1

(2) Deve essere sempre presente uno strato di intonaco normale di spessore non inferiore a 20 mm ovvero uno strato di intonaco isolante di spessore non inferiore a 10 mm.

(3) In caso di alleggerimento in polistirene o materiali affini prevedere opportuni sfoghi delle sovrappressioni

Pareti

La seguente tabella, estratta dal decreto 16 febbraio 2007, riporta i valori minimi (mm) dello spessore s e della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito REI per le classi indicate di pareti portanti esposte su uno o due lati che rispettano le seguenti limitazioni:

- altezza effettiva della parete (da nodo a nodo) ≤ 6 m (per pareti di piani intermedi) ovvero $\leq 4,5$ m (per pareti dell'ultimo piano);

Classe	Esposto su un lato	Esposto su due lati
30	s=120 / a=10	120/10
60	s=130 / a=10	140/10
90	s=140 / a=25	170/25
120	s=160 / a=35	220/35
180	s=210 / a=50	270/55
240	s=270 / a=60	350/60

6.4.2 Strutture in acciaio

Per garantire le resistenze al fuoco delle strutture metalliche principali si dovrà fare riferimento alle norme europee EN13381-4, in accordo a quanto indicato nel D.M. 14/01/2008; i consumi o gli spessori dei materiali protettivi dovranno essere estratti dagli abachi prestazionali dei prodotti, che sono l'elaborazione e l'interpretazione su base normata dei test e delle certificazioni, tali da soddisfare il più ampio spettro di conformità o corrispondenza in funzione del:

- Rapporto tra sezione e perimetro esposto al fuoco (rapporto di massa S/V m⁻¹);
- Temperatura critica di collasso in rapporto al carico d'esercizio;
- Modello o curva d'incendi;
- Conducibilità termica del materiale di protezione

7. Analisi dei carichi

7.1 CARICHI GRAVITAZIONALI

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi dei principali pacchetti, che dovranno essere definiti compiutamente nelle successive fasi di progettazione.

S1 - Stazione di darsena - Copertura		
- Travi in legno lamellare	80	kg/m ²
- Tavolato	15	kg/m ²
- Cappa in c.a.	125	kg/m ²
totale p.p. solaio	220	kg/m²
- Guaina	15	kg/m ²
- Massetto in sabbia cemento	100	kg/m ²
- Pacchetto tetto giardino	320	kg/m ²
Carichi permanenti	435	kg/m²
- Sovraccarico variabile	80	kg/m ²
Sovraccarico variabile	80	kg/m²
Carico totale	735	kg/m²

Nota: L'analisi dei carichi dei singoli pacchetti andrà definita compiutamente nelle successive fasi di progettazione

S2 - Percorso in quota - piano di calpestio		
- Soletta in c.a	2500	kg/m ²
totale p.p. solaio	2500	kg/m²
- Pacchetto di finitura	300	kg/m ²
Carichi permanenti	300	kg/m²
- Sovraccarico variabile	400	kg/m ²
Sovraccarico variabile	400	kg/m²
Carico totale	3200	kg/m²

Nota: L'analisi dei carichi dei singoli pacchetti andrà definita compiutamente nelle successive fasi di progettazione

S3 - Percorso in quota - Copertura		
- Travi in acciaio	70	kg/m ²
- Cappa in c.a.	275	kg/m ²
totale p.p. solaio	345	kg/m²
- Guaina	15	kg/m ²
- Massetto in sabbia cemento	100	kg/m ²
- Pacchetto tetto giardino	320	kg/m ²
Carichi permanenti	435	kg/m²
- Sovraccarico variabile (Neve)	80	kg/m ²
Sovraccarico variabile	80	kg/m²
Carico totale	860	kg/m²

Nota : L'analisi dei carichi dei singoli pacchetti andrà definita compiutamente nelle successive fasi di progettazione

7.2 CARICO NEVE

Generalità

Il carico neve sulle coperture è valutato mediante la seguente espressione:

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

- q_s è il carico neve sulla copertura
 μ_i è il coefficiente di forma della copertura
 q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo ($T_r=50$ anni)
 C_e è il coefficiente di esposizione
 C_t è il coefficiente termico

Il carico neve agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Carico neve al suolo

Dipende dalle condizioni locali di clima ed esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

Per località poste a quote a_s sul livello del mare inferiori a 1500 m, il carico neve al suolo va calcolato con le formule seguenti, che hanno un periodo di ritorno pari a 50 anni.

Per località poste a quote a_s sul livello del mare superiori a 1500 m, il carico neve al suolo non dovrà essere inferiore a quello previsto per 1500 m.

Regione	VENETO
Provincia	Venezia
Comune	Venezia
Zona	II
Altitudine s.l.m.	2 [m]

Per altitudini a_s inferiori ai 200 m s.l.m. è previsto un carico neve al suolo che varia a seconda della zona di riferimento fra 1,00 kN/m² e 1,50 kN/m². Per altitudini superiori il carico neve al suolo viene stimato, in relazione alla zona di riferimento, con apposite formule di seguito riportate.

Zona I - Alpina

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s < 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona I - Mediterranea

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s < 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona II

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \quad a_s < 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona III

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad a_s < 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Carico Neve al Suolo: [kN/m²]

Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione C_e può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Nella tabella sono consigliati alcuni valori del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia. Se non diversamente indicato, si assume $C_e = 1$.

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0.9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1.0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1.1

$C_e =$

Coefficiente termico

Il coefficiente termico C_t può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di indagini approfondite si deve assumere $C_t = 1$.

$C_t =$

Coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha > 60^\circ$
μ_1	0.8		0

Il coefficiente di forma viene determinato in relazione alla presente tabella, dove α è l'angolo in gradi fra falda ed orizzontale. I valori del coefficiente di forma si riferiscono a coperture ad una o due falde. Per coperture a più falde ed in altri casi particolari ritenuti di una certa importanza dal progettista ci si deve riferire a normative di comprovata validità.

Copertura ad una falda

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare. Se nella parte bassa della falda vi sono "ostruzioni", che impediscono alla neve di scivolare, si assume μ_1 pari a 0,8 per ogni α .

$\alpha =$ [gradi]

Presenza di "ostruzioni"

$\mu_1 =$

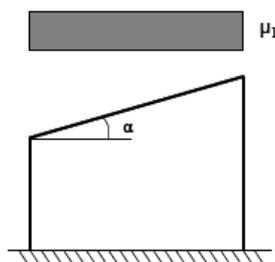


Figura 3.4.2 – Condizioni di carico per coperture ad una falda

7.3 AZIONE DEL VENTO

Generalità

Nel calcolo di strutture ordinarie, l'azione del vento viene ricondotta ad un'azione statica equivalente.

Velocità di riferimento: V_b

$$V_b = V_{b,0} \quad \text{per } a_s < a_0$$

$$V_b = V_{b,0} + K_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s < 1500 \text{ m}$$

Zona	Descrizione	$V_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0.010
2	Emilia Romagna	25	750	0.015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0.020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0.020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0.015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0.020
7	Liguria	28	1000	0.015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0.010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0.020

Zona	1
$V_{b,0} =$	25 [m/s]
$a_0 =$	1000 [m]
$K_a =$	0,01 [1/s]

$$V_b = 25 \text{ [m/s]}$$

$$a_s = 5 \text{ [m]}$$

(a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione; per altitudini superiori ai 1500 m si può fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione. In ogni caso i valori di V_b non dovranno essere inferiori a quelli previsti per 1500 m di altitudine.)

Azioni statiche equivalenti

Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione. L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la condizione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento.

Nel caso di costruzioni o elementi di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento (non considerate in questo foglio di calcolo).

Pressione del vento

La pressione del vento è data dall'espressione:

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

pressione cinetica di riferimento:

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot V_b^2 = 390,625 \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
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	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Classe di rugosità	D
Distanza dalla costa	<2 mare;<10costa [km]
Altitudine s.l.m.	<500 [m]

Il coefficiente correttivo vale 1

Coefficiente correttivo	1
--------------------------------	---

CATEGORIA DI ESPOSIZIONE	1
---------------------------------	---

Conferma di quanto calcolato si può avere consultando le tabelle di seguito riportate; si noti che le zone 7,8 contemplano una distanza sul mare non superiore a 1,5 km.

ZONE 1,2,3,4,5

A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	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

ZONA 9

A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

ZONA 6

A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8

A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
 Categoria III in zona 7

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato:

$$C_e(z) = k_r C_t \ln(z/z_0) [7 + C_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

dove:

- k_r, z_0, z_{\min} : sono assegnati in funzione della categoria del sito;
- C_t : è il coefficiente di topografia (generalmente pari ad 1 per zone pianeggianti).

Categoria Esposizione	k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
I	0.17	0.01	2
II	0.19	0.05	4
III	0.2	0.1	5
IV	0.22	0.3	8
V	0.23	0.7	12

$C_t =$	1
$z =$	20 [m]

Coefficiente di topografia (ci si può riferire a studi di comprovata affidabilità per valutazioni più approfondite)
z è l'altezza dell'edificio (è sufficiente questo calcolo per edifici di piccole dimensioni)

$k_r =$	0,17
$z_0 =$	0,01 [m]
$z_{\min} =$	2 [m]

$C_e(z) = 3,207323024$

coefficiente dinamico: C_d

Il coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

$C_d = 1$

coefficiente di forma: C_p (calcolato con D.M. 1996)

Tipo di costruzione: **stagna**

Inclinazione α della falda: **90** (valore intero in gradi)

1	$C_{pe} =$	0,8	se l'elemento è sopravento
2		-0,4	se l'elemento è sottovento
a	$C_{pi} =$	0	stagna
b		0	stagna
c		0	non vi sono pareti aperte

Valori di C_p per le diverse combinazioni possibili		
Combinazi	Valori	In relazione all'elemento sul quale si calcola l'azione del vento si considerano le combinazioni adeguate
1a	0,8	
1b	0,8	
1c	0,8	
2a	-0,4	NB: ci si può riferire a studi di comprovata affidabilità per valutazioni più approfondite
2b	-0,4	
2c	-0,4	

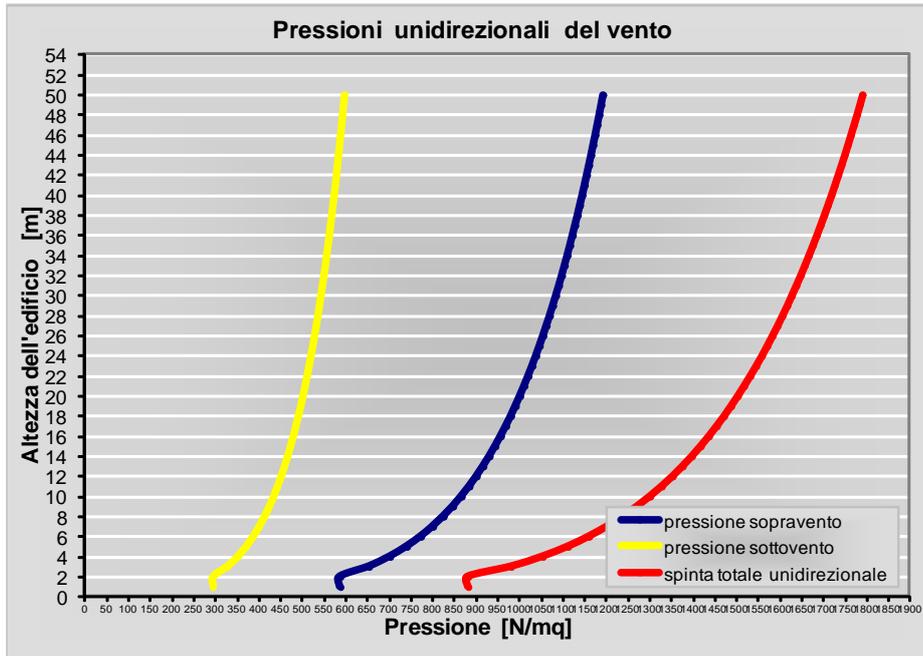
pressione del vento nelle
varie combinazioni:

Combinazioni	p [N/m ²]
1a	1002,288445
1b	1002,288445
1c	1002,288445
2a	-501,1442224
2b	-501,1442224
2c	-501,1442224

Tabella da considerare nel caso di tettoie e pensiline isolate

2 spioventi	1,2	sopravento
$C_p \rightarrow$	0,6	sottovento
p [N/m ²]	1503	sopravento
	752	sottovento
<i>Valida se il rapporto fra l'altezza totale sul suolo e la max dimensione in pianta è < 1</i>		

Il presente grafico mostra l'andamento delle pressioni esercitate unidirezionalmente dal vento al variare della quota z [m] del punto di riferimento.



7.4 AZIONE SISMICA

L'azione sismica viene valutata in accordo con quanto previsto dalle NTC del D.M.14/01/2008. Per la determinazione delle forze sismiche si è eseguita una analisi dinamica lineare. Il sito in oggetto ricade in zona 4 (secondo la classificazione sismica introdotta dall' O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003), ma l'individuazione della pericolosità del sito è stata calcolata in funzione delle coordinate del lotto di intervento come previsto dalle NTC del D.M.14/01/2008.

Per le opere in oggetto si è scelto un valore di $V_N = 50$ (anni) tranne che per la verifica di pile ed impalcato del percorso in quota ove si è scelto il valore $V_N=100$ (anni).

La vita nominale V_N dell'opera strutturale in oggetto è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. L'effettiva durata della costruzione non è valutabile in sede progettuale, venendo a dipendere da eventi futuri fuori dal controllo del progettista. Di fatto, la grande maggioranza delle costruzioni ha avuto ed ha, anche attraverso successivi interventi di ripristino manutentivo, una durata effettiva molto maggiore della vita nominale quantificata nelle NTC. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella indicata nella Tab. 2.4.I del D.M.08 di seguito riportata.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Con riferimento alla tabella precedente si evidenzia che, ai sensi e per gli effetti del Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21 ottobre 2003 il carattere strategico di un'opera o la sua rilevanza per le conseguenze di un eventuale collasso, sono definiti dalla classe d'uso.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso, come definite nel D.M. 08.

<i>Classe I:</i> Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i> Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i> Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i> Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per tutte le opere si è scelta una classe d'uso IV.

Il sottosuolo, in base alle risultanze delle numerose prove eseguite nel sito, risulta appartenente, per fondazioni profonde, alla categoria C.

Di seguito si riportano le caratteristiche dello spettro di risposta elastico, ottenuto applicando i parametri sopra enunciati.

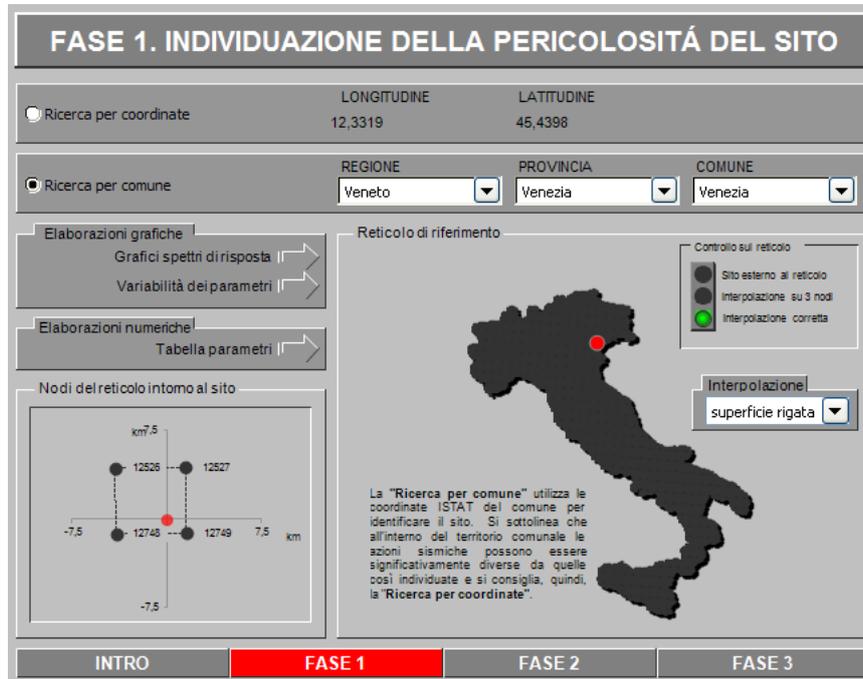


Figura 7.1: Individuazione della pericolosità del sito

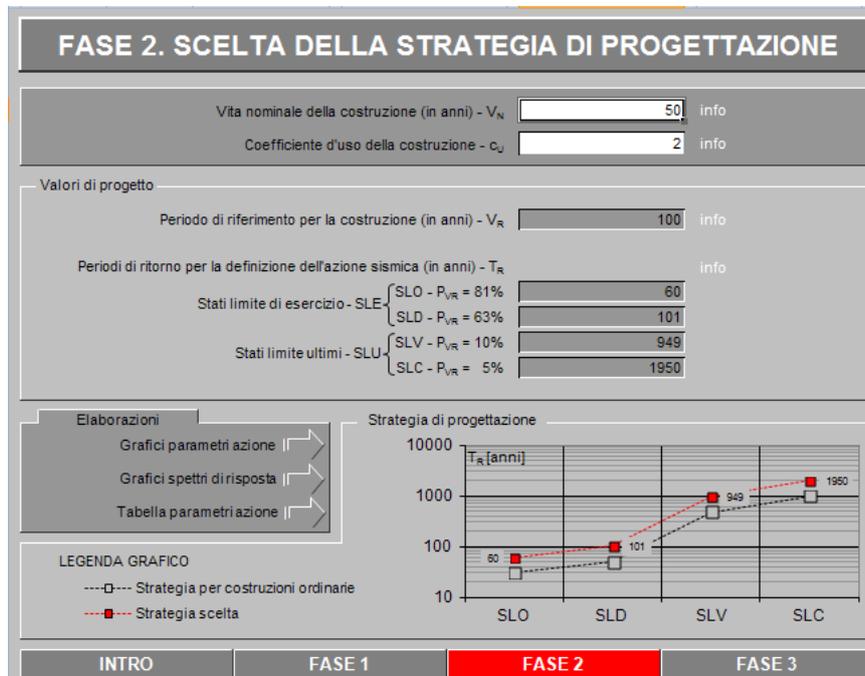


Figura 7.2: Scelta della vita nominale e classe d'uso

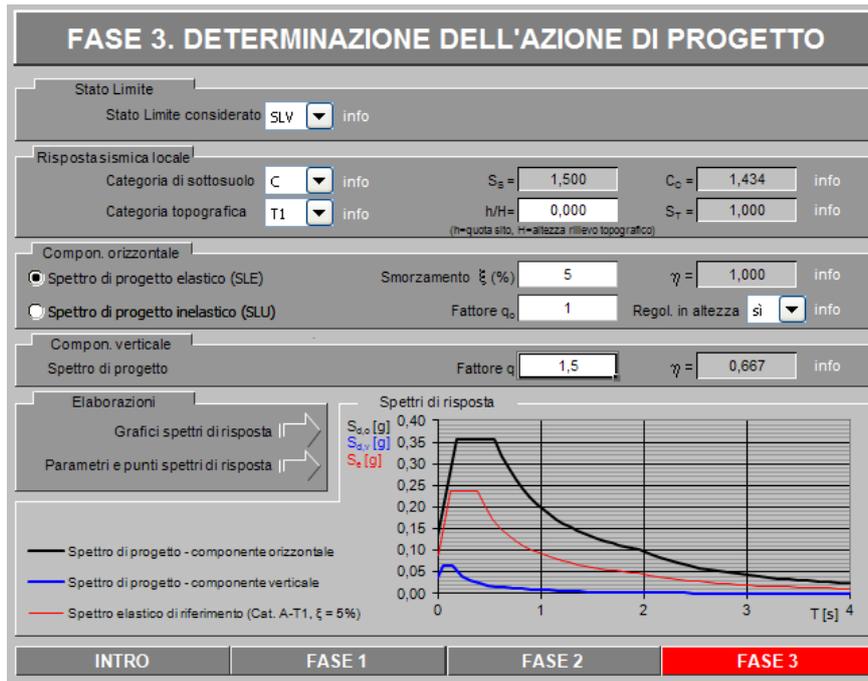


Figura 7.3: Determinazione dello spettro elastico

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

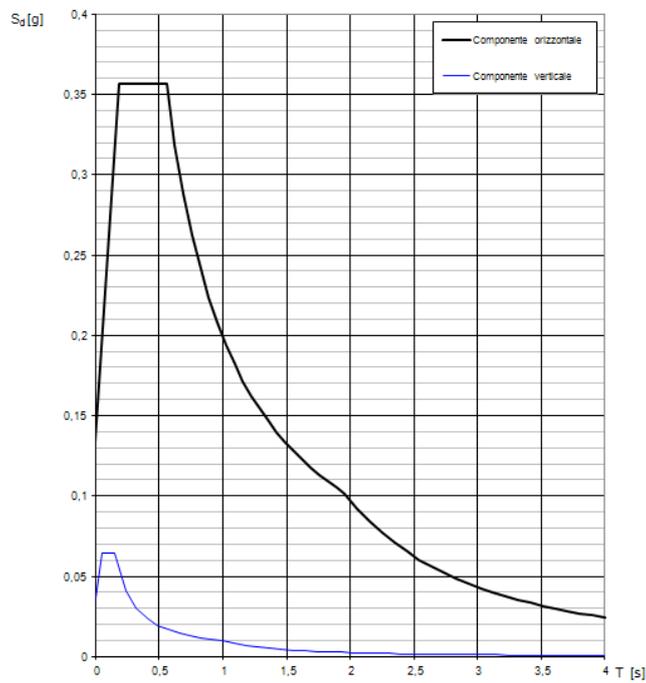


Figura 7.4: Grafico spettro di risposta

7.5 COMBINAZIONI DEI CARICHI

Stato limite ultimo

Notazioni:

G_1 = Carichi permanenti dovuti al peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 = Carichi permanenti dovuti al peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P = Carichi di precompressione;

Q = Carichi variabili: tutti i sovraccarichi esclusi i permanenti e la precompressione: Sovraccarichi variabili, Neve, Vento, Temperatura, etc.);

E = Azioni sismiche;

γ = Coefficienti moltiplicativi dei carichi (Secondo "l'Approccio 2" Par. 2.6.1 NTC 2008):

$\gamma_{G1} = 1.3$ oppure 1.0 ;

$\gamma_{G2} = 1.5$;

$\gamma_P = 1.0$;

$\gamma_Q = 1.5$ oppure 0.0

k pedice con significato di "caratteristico" (95% della curva di distribuzione statistica del carico)

j pedice di indice, differenzia i diversi sovraccarichi variabili contemporanei e non (incluso differenti sovraccarichi di piano, neve, ecc.)

$$F_d = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \sum_2^n \gamma_{Qn}(\psi_{0j}Q_{kj})$$

Stati limite di esercizio

Combinazione rara:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_2^n \psi_{0j}Q_{kj}$$

Combinazione frequente:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{11}Q_{k1} + \sum_2^n \psi_{2j}Q_{kj}$$

Combinazione quasi permanente:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \sum_1^n \psi_{2j} Q_{kj}$$

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.2
Categoria B Uffici e negozi	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

Figura 7.5: Valori dei coefficienti di combinazione

Combinazione di carico con il sisma

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \sum_1^n \psi_{2j} Q_{kj}$$

ψ_{2j} = coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi-permanente dell'azione variabile Q_i

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_1^n \psi_{2j} Q_{ji}$$

8. Modello di calcolo e verifiche

Al fine del calcolo delle sollecitazioni e delle verifiche delle opere in progetto, si è fatto ricorso ad una modellazione ad elementi finiti ricorrendo al codice di calcolo FEM Sap 2000 della Computer and Structures Inc.

I manufatti sono stati modellati utilizzando elementi finiti bidimensionali per riprodurre il comportamento di pareti e solette, ed elementi monodimensionali per i pilastri e le travi.

8.1 EDIFICIO DI DARSENA

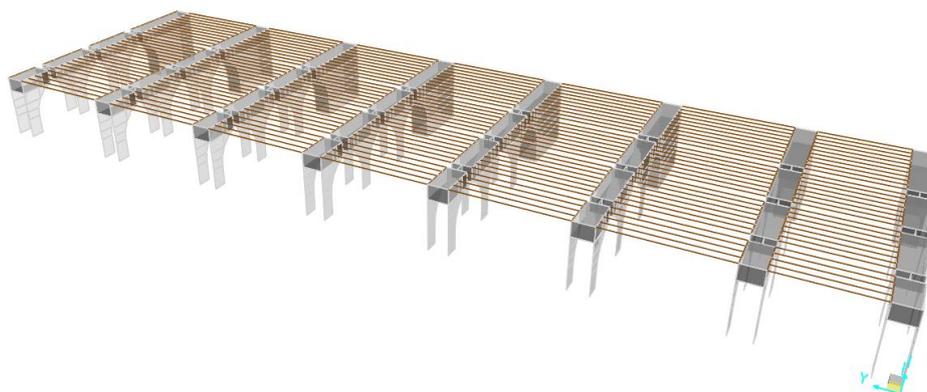


Figura 8.1: Vista tridimensionale modello ad elementi finiti – Edificio di Darsena

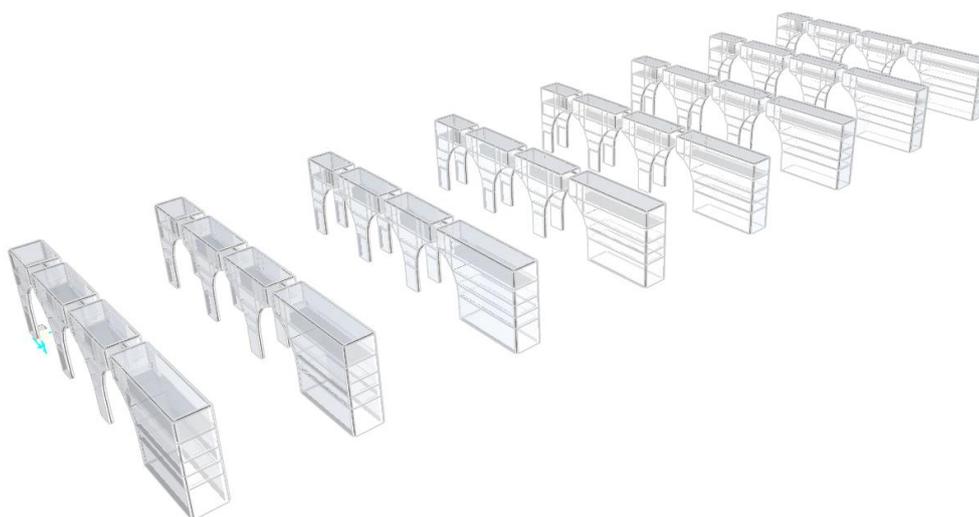


Figura 8.2: Vista tridimensionale modello ad elementi finiti – Edificio di Darsena

Il modello utilizzato per la determinazione delle sollecitazioni della sovrastruttura prevede che tutti gli elementi sismoresistenti siano incastrati alla base in corrispondenza dall'attacco con le fondazioni; in realtà la presenza delle stesse rappresenta un vincolo elastico, che ammorbidisce la risposta della struttura riducendo le sollecitazioni sismiche. Sono state assunte rigidità non fessurate per tutti gli elementi, anche se la normativa di riferimento permette di considerare la rigidità in condizione fessurate (riduzione del 50%) con un beneficio in termini di

riduzione dell'azione sismica per l'aumento dei periodi di vibrazione. L'azione sismica è stata computata con il metodo dell'analisi dinamica lineare (analisi modale con spettro di risposta) e con l'analisi statica equivalente, considerando un'eccentricità accidentale pari a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti. Per l'analisi dinamica lineare sono stati considerati i primi 20 modi di vibrare della struttura (sovrapposti con il metodo CQC), sufficienti ad attivare l'85% della massa complessiva nelle direzioni considerate.

Le masse sono state dedotte dai carichi e riportate sui nodi degli elementi finiti (distribuzione "lumped"). Gli orizzontamenti con soletta pari ad almeno 50mm sono stati considerati infinitamente rigidi nel loro piano. Gli elementi strutturali considerati "secondari", e gli elementi non strutturali autoportanti (tamponature e tramezzi) sono stati considerati in termini di massa, salvo poi valutarne il comportamento separatamente secondo quanto previsto al paragrafo 7.2.3 della normativa di riferimento; si sottolinea inoltre che, valutato l'effetto irrigidente di tali strutture e la distribuzione in pianta, non si è ritenuto necessario raddoppiare l'entità dell'eccentricità accidentale.

Verifica travi in legno di copertura

Di seguito si riportano le principali verifiche eseguite sulle travi in legno di copertura:

MATERIALE			
Tipo di legno:	LAMELLARE INCOLLATO COMBINATO		
Classe:	GL28c		
Valori caratteristici di Resistenza:			
Flessione	$f_{m,k} =$	28,00	[N/mm ²]
Trazione parallela	$f_{t,0,k} =$	16,50	[N/mm ²]
Compressione parallela	$f_{c,0,k} =$	24,00	[N/mm ²]
Taglio	$f_{v,k} =$	2,70	[N/mm ²]
Modulo di elasticità medio parallelo	$E_{0,mean} =$	12600	[N/mm ²]
Modulo di elasticità parallelo al 5%	$E_{0,05} =$	10200	[N/mm ²]
Massa volumica media	$\rho_{mean} =$	460	[Kg/m ³]
COEFFICIENTI CLASSI DI SERVIZIO E DI DURATA			
	Classe di Servizio:	2	
	Classi di durata carichi variabili Q:	Breve durata	
	$k_{mod,G} =$	0,6	
	$k_{mod,Q} =$	0,9	
	$k_{def,G} =$	0,80	
	$k_{def,Q} =$	0,00	
COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI MATERIALI			
SLU	γ_M	1,45	
Legno (Secondo D.M. 14/01/2008)			

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVE			
Larghezza Trave	b=	200	[mm]
Altezza Trave	h=	1000	[mm]
Luce	l=	15,40	[m]
Interasse	i=	1,20	[m]
Area	A =	200000	[mm ²]
Modulo di Resistenza	W =	33333333,33	[mm ³]
Modulo d'inerzia	J =	16666666667	[mm ⁴]
CARICHI AGENTI SUL SOLAIO			
Coeff. Sicurezza	$\gamma_G =$	1,3	
Coeff. Sicurezza	$\gamma_Q =$	1,5	
Carichi Permanenti	$G_k =$	5,75	[kN/m ²]
Carichi Variabili	$Q_k =$	0,80	[kN/m ²]
CARICHI AGENTISULLA TRAVE			
Peso proprio Trave	P =	0,92	[kN/m]
Carichi Permanenti	$G_{k,1} = G_k * i =$	6,90	[kN/m]
Carichi Variabili	$Q_{k,1} = Q_k * i =$	0,96	[kN/m]
	$q_{SLU,G} = \gamma_G * (P + G_{k,1}) =$	10,17	[kN/m]
	$q_{SLU} = \gamma_G * (P + G_{k,1}) + \gamma_Q * Q_{k,1} =$	11,61	[kN/m]
VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO SLU			
Parametri per il calcolo dell'instabilità laterale:			
Lunghezza efficace	$l_{ef} =$	6,00	[m]
Tensione critica	$\sigma_{m,cri} = 0,78 * b^2 * E_{0,05} / (h * l_{ef}) =$	53	[N/mm ²]
Snellezza a flessione	$\lambda_{rel,m} = (f_{mk} / \sigma_{cri})^{(1/2)} =$	0,73	
Coeff. Riduttivo sbandamento	$k_{cri} =$	1,00	
Verifica per i soli carichi Permanenti:			
MOMENTO:			
	$f_{m,d} = k_{mod,G} * f_{mk} / \gamma_M =$	11,59	[N/mm ²]
	$M_{Rd} = k_{cri} * f_{m,d} * W =$	386,21	[kNm]
	$M_{Sd,G} = q_{SLU,G} * l^2 / 8 =$	301,37	[kNm]
	$M_R \geq M_{Sd}$	VERIFICATO	
TAGLIO:			
	$f_{v,d} = k_{mod,G} * f_{v,k} / \gamma_M =$	1,12	[N/mm ²]
	$V_{Rd} = f_{v,d} * A / 1,5 =$	148,97	[kN]
	$V_{Sd,G} = q_{SLU,G} * l / 2 =$	78,28	[kN]
	$V_{Rd} \geq V_{Sd}$	VERIFICATO	
Verifica per i carichi Totali:			
MOMENTO:			
	$f_{m,d} = k_{mod,Q} * f_{mk} / \gamma_M =$	17,38	[N/mm ²]
	$M_{Rd} = k_{cri} * f_{m,d} * W =$	579,31	[kNm]
	$M_{Sd} = q_{SLU} * l^2 / 8 =$	344,06	[kNm]
	$M_R \geq M_{Sd}$	VERIFICATO	
TAGLIO:			
	$f_{v,d} = k_{mod,Q} * f_{v,k} / \gamma_M =$	1,68	[N/mm ²]
	$V_{Rd} = f_{v,d} * A / 1,5 =$	223,45	[kN]
	$V_{Sd} = q_{SLU} * l / 2 =$	89,37	[kN]
	$V_{Rd} \geq V_{Sd}$	VERIFICATO	

VERIFICHE DI DEFORMABILITA' ALLO SLE			
Controfreccia	$u_0 =$	0,00	[mm]
Freccia istantanea carichi permanenti	$u_{G,inst} =$	27,27	[mm] = 1/ 565
Freccia istantanea carichi variabili	$u_{Q,inst} =$	3,35	[mm] = 1/ 4600
Freccia istantanea totale	$u_{net,inst} =$	30,62	[mm] = 1/ 503
Freccia finale carichi permanenti	$u_{G,fin} =$	49,09	[mm] = 1/ 314
Freccia finale carichi variabili	$u_{Q,fin} =$	3,35	[mm] = 1/ 4600
Freccia finale totale	$u_{net,fin} =$	52,44	[mm] = 1/ 294
	$l/200 =$	77,00	[mm]
	$l/300 =$	51,33	[mm]
	$u_{Q,ist} < l/300$	VERIFICATO	
	$u_{Q,fin} < l/200$	VERIFICATO	
	$u_{net,fin} < l/200$	VERIFICATO	

Verifica Setti in c.a.

Di seguito si riportano alcune verifiche eseguite sui setti con riferimento all'immagine sottostante:

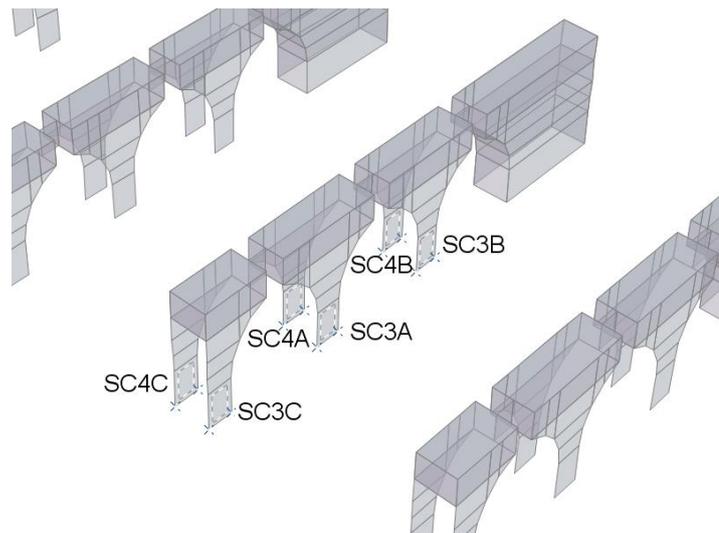


Figura 8.3: Individuazione Setti dei quali si riporta la verifica

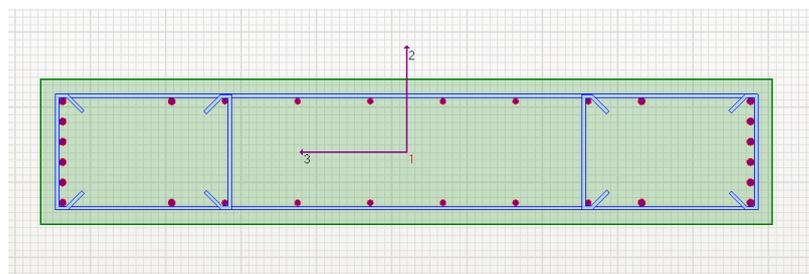


Figura 8.4: Sezione di verifica setti

Parete	Sezione	Proprietà	Sollecitazioni	Verifica V	Verifica PMM	Gerarchia V	Gerarchia PMM	Prescrizioni			
	Combinazione	Sismica	Vsd2	Vsd3	Vrdc2	Vrdc3	Vrsd3	Rapporto di armatura 3	Fattore utilizzo 2	Fattore utilizzo 3	
▶ 1	SLU	<input type="checkbox"/>	-0,5216	21,85	618,3	3272	659,9		0,0008437	0,03312	
2	SLV - SISMA X	<input checked="" type="checkbox"/>	-0,3795	-28,27	544,3	3161	659,9		0,0006972	0,04285	
3	SLV - SISMA Y	<input checked="" type="checkbox"/>	14,21	17,17	540	3155	659,9		0,02632	0,02602	

Figura 8.5: Verifica a taglio setto SC3A

Parete	Sezione	Proprietà	Sollecitazioni	Verifica V	Verifica PMM	Gerarchia V	Gerarchia PMM	Prescrizioni			
	Combinazione	Sismica	N	M3	M2	Fattore utilizzo					
▶ 1	SLU	<input type="checkbox"/>	-1760	-0,8541	59,63	0,105					
2	SLV - SISMA X	<input checked="" type="checkbox"/>	-1205	-0,5729	-64,42	0,0733					
3	SLV - SISMA Y	<input checked="" type="checkbox"/>	-1173	36,87	46,55	0,0821					

Figura 8.6: Verifica a pressoflessione setto SC3A

Parete	Sezione	Proprietà	Sollecitazioni	Verifica V	Verifica PMM	Gerarchia V	Gerarchia PMM	Prescrizioni			
	Combinazione	Sismica	Vsd2	Vsd3	Vrdc2	Vrdc3	Vrsd3	Rapporto di armatura 3	Fattore utilizzo 2	Fattore utilizzo 3	
▶ 1	SLU	<input type="checkbox"/>	0,4733	21,81	619,7	3274	659,9		0,0007637	0,03305	
2	SLV - SISMA X	<input checked="" type="checkbox"/>	0,4283	-28,63	545,5	3163	659,9		0,0007851	0,04339	
3	SLV - SISMA Y	<input checked="" type="checkbox"/>	15,02	16,65	548,6	3167	659,9		0,02739	0,02523	

Figura 8.7: Verifica a taglio setto SC4A

Parete	Sezione	Proprietà	Sollecitazioni	Verifica V	Verifica PMM	Gerarchia V	Gerarchia PMM	Prescrizioni			
	Combinazione	Sismica	N	M3	M2	Fattore utilizzo					
▶ 1	SLU	<input type="checkbox"/>	-1770	0,8175	59,61	0,105					
2	SLV - SISMA X	<input checked="" type="checkbox"/>	-1214	0,7839	-65,19	0,0739					
3	SLV - SISMA Y	<input checked="" type="checkbox"/>	-1237	38,24	45,08	0,0862					

Figura 8.8: Verifica a pressoflessione setto SC4A

Parete	Sezione	Proprietà	Sollecitazioni	Verifica V	Verifica PMM	Gerarchia V	Gerarchia PMM	Prescrizioni			
	Combinazione	Sismica	Vsd2	Vsd3	Vrdc2	Vrdc3	Vrsd3	Rapporto di armatura 3	Fattore utilizzo 2	Fattore utilizzo 3	
▶ 1	SLU	<input type="checkbox"/>	-0,5277	14,93	610,8	3244	655,6		0,0008639	0,0227	
2	SLV - SISMA X	<input checked="" type="checkbox"/>	-0,4029	-39,16	535	3131	655,6		0,0007531	0,0597	
3	SLV - SISMA Y	<input checked="" type="checkbox"/>	13,05	12,23	526,9	3119	655,6		0,02476	0,0186	

Figura 8.9: Verifica a taglio setto SC3B

Parete	Sezione	Proprietà	Sollecitazioni	Verifica V	Verifica PMM	Gerarchia V	Gerarchia PMM	Prescrizioni			
	Combinazione	Sismica	N	M3	M2	Fattore utilizzo					
▶ 1	SLU	<input type="checkbox"/>	-1716	-0,862	39,83	0,101					
2	SLV - SISMA X	<input checked="" type="checkbox"/>	-1148	-0,633	-88,39	0,0721					
3	SLV - SISMA Y	<input checked="" type="checkbox"/>	-1087	34,39	33,62	0,0761					

Figura 8.10: Verifica a pressoflessione setto SC3B

Parete	Sezione	Proprietà	Sollecitazioni	Verifica V	Verifica PMM	Gerarchia V	Gerarchia PMM	Prescrizioni			
	Combinazione	Sismica	Vsd2	Vsd3	Vrdc2	Vrdc3	Vrds3	Rapporto di armatura 3	Fattore utilizzo 2	Fattore utilizzo 3	
▶ 1	SLU	<input type="checkbox"/>	0,4857	14,88	612,1	3247	655,6		0,0007934	0,02269	
2	SLV - SISMA X	<input checked="" type="checkbox"/>	0,4156	-39,52	536,1	3133	655,6		0,0007752	0,06028	
3	SLV - SISMA Y	<input checked="" type="checkbox"/>	13,87	16,83	552	3156	655,6		0,02514	0,02567	

Figura 8.11: Verifica a taglio setto SC4B

Parete	Sezione	Proprietà	Sollecitazioni	Verifica V	Verifica PMM	Gerarchia V	Gerarchia PMM	Prescrizioni			
	Combinazione	Sismica	N	M3	M2	Fattore utilizzo					
▶ 1	SLU	<input type="checkbox"/>		-1726	0,8423	39,78	0,102				
2	SLV - SISMA X	<input checked="" type="checkbox"/>		-1156	0,7445	-89,19	0,0728				
3	SLV - SISMA Y	<input checked="" type="checkbox"/>		-1275	35,78	39,59	0,0877				

Figura 8.12: Verifica a pressoflessione setto SC4B

Parete	Sezione	Proprietà	Sollecitazioni	Verifica V	Verifica PMM	Gerarchia V	Gerarchia PMM	Prescrizioni			
	Combinazione	Sismica	Vsd2	Vsd3	Vrdc2	Vrdc3	Vrds3	Rapporto di armatura 3	Fattore utilizzo 2	Fattore utilizzo 3	
▶ 1	SLU	<input type="checkbox"/>	-0,4623	176,7	535,9	3116	651,4		0,0008626	0,2712	
2	SLV - SISMA X	<input checked="" type="checkbox"/>	-0,2959	91,35	484	3038	651,4		0,0006113	0,1402	
3	SLV - SISMA Y	<input checked="" type="checkbox"/>	12,41	119,8	484,6	3039	651,4		0,0256	0,1839	

Figura 8.13: Verifica a taglio setto SC3C

Parete	Sezione	Proprietà	Sollecitazioni	Verifica V	Verifica PMM	Gerarchia V	Gerarchia PMM	Prescrizioni			
	Combinazione	Sismica	N	M3	M2	Fattore utilizzo					
▶ 1	SLU	<input type="checkbox"/>		-1166	-0,8203	336,9	0,0931				
2	SLV - SISMA X	<input checked="" type="checkbox"/>		-777,6	-0,4561	148,7	0,0557				
3	SLV - SISMA Y	<input checked="" type="checkbox"/>		-782	34,84	230,6	0,0739				

Figura 8.14: Verifica a pressoflessione setto SC3C

Parete	Sezione	Proprietà	Sollecitazioni	Verifica V	Verifica PMM	Gerarchia V	Gerarchia PMM	Prescrizioni			
	Combinazione	Sismica	Vsd2	Vsd3	Vrdc2	Vrdc3	Vrds3	Rapporto di armatura 3	Fattore utilizzo 2	Fattore utilizzo 3	
▶ 1	SLU	<input type="checkbox"/>	0,446	177,2	536,8	3117	651,4		0,0008308	0,2721	
2	SLV - SISMA X	<input checked="" type="checkbox"/>	0,3909	91,58	484,8	3039	651,4		0,0008063	0,1406	
3	SLV - SISMA Y	<input checked="" type="checkbox"/>	13,09	122,1	491,7	3050	651,4		0,02663	0,1874	

Figura 8.15: Verifica a taglio setto SC4C

Parete	Sezione	Proprietà	Sollecitazioni	Verifica V	Verifica PMM	Gerarchia V	Gerarchia PMM	Prescrizioni			
	Combinazione	Sismica	N	M3	M2	Fattore utilizzo					
▶ 1	SLU	<input type="checkbox"/>		-1173	0,8378	337,7	0,0938				
2	SLV - SISMA X	<input checked="" type="checkbox"/>		-783,3	0,7969	148,9	0,0558				
3	SLV - SISMA Y	<input checked="" type="checkbox"/>		-834,8	36,09	233	0,0762				

Figura 8.16: Verifica a pressoflessione setto SC4C

8.2 PERCORSO PEDONALE IN QUOTA

Il modello utilizzato per la determinazione delle sollecitazioni della sovrastruttura prevede che tutti gli elementi sismoresistenti siano incastrati alla base in corrispondenza dall'attacco con le fondazioni; in realtà la presenza delle stesse rappresenta un vincolo elastico, che ammorbidisce la risposta della struttura riducendo le sollecitazioni sismiche. L'azione sismica è stata computata con il metodo dell'analisi dinamica lineare (analisi modale con spettro di risposta) e con l'analisi statica equivalente. Per l'analisi dinamica lineare sono stati considerati i primi 20 modi di vibrare della struttura (sovrapposti con il metodo CQC), sufficienti ad attivare l'85% della massa complessiva nelle direzioni considerate.

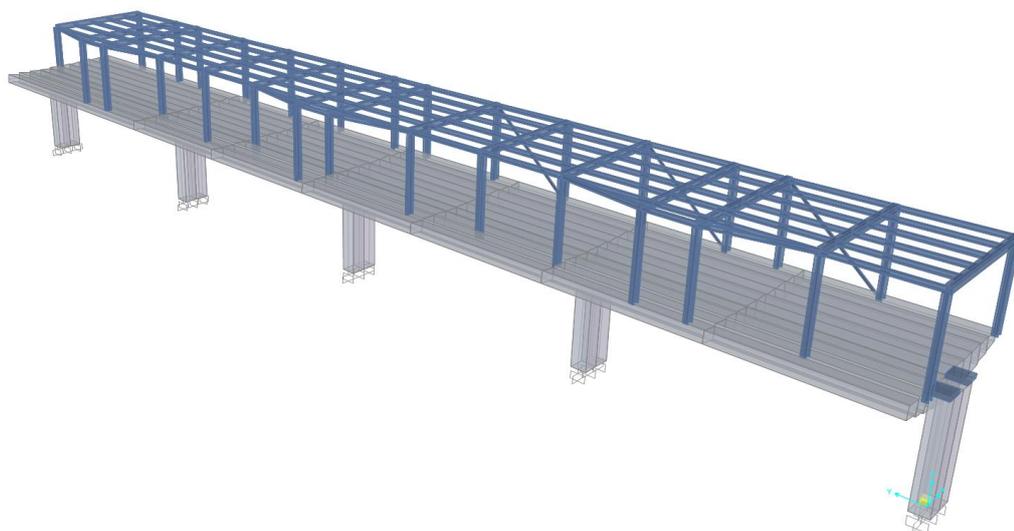


Figura 8.17: Vista tridimensionale modello ad elementi finiti – Percorso pedonale

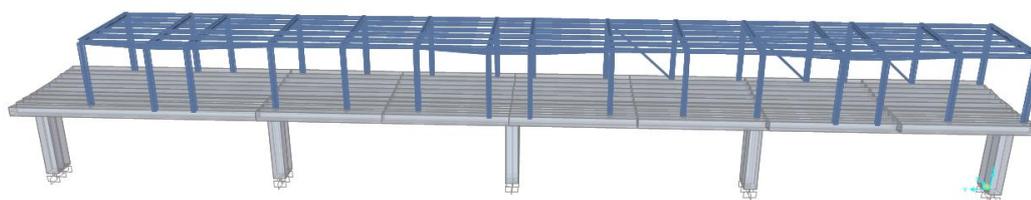


Figura 8.18: Vista tridimensionale modello ad elementi finiti – Percorso pedonale

Verifica impalcato in c.a.

Di seguito si riporta la deformata in condizioni di esercizio ed il diagramma dei momenti flettenti di un tratto di impalcato tipico; quest'ultimo è stato dimensionato sia come elemento "Trave" continua su più appoggi, sia come elemento bidimensionale (Piastra spessa). Si riporta inoltre la verifica della sezione dell'impalcato, per brevità solo come elemento "Trave".

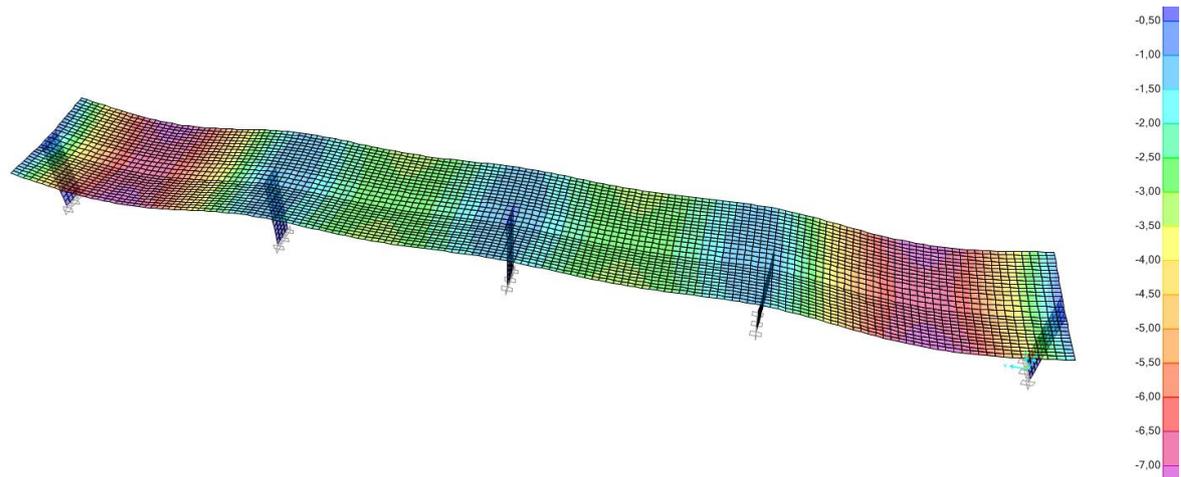


Figura 8.19: Deformazione impalcato in condizioni di esercizio (mm)

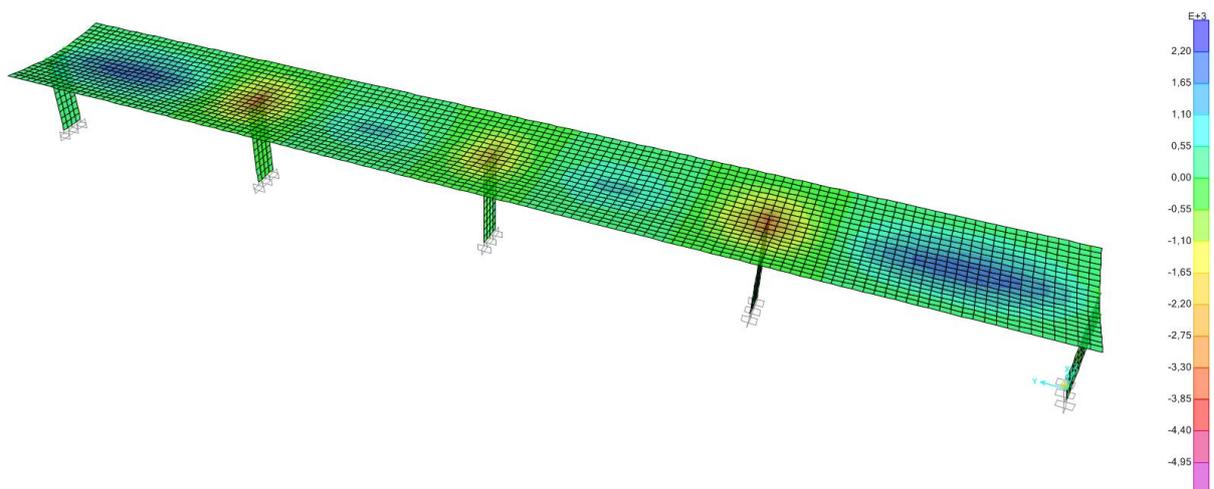


Figura 8.20: Diagramma momenti flettenti M_{11} (kNm)

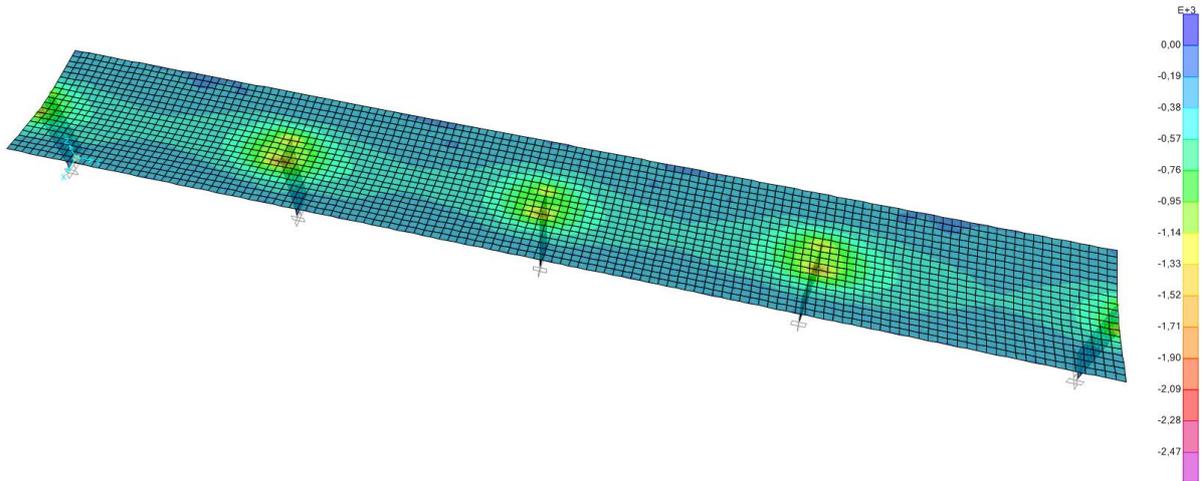


Figura 8.21: Diagramma momenti flettenti M_{22} (kNm)

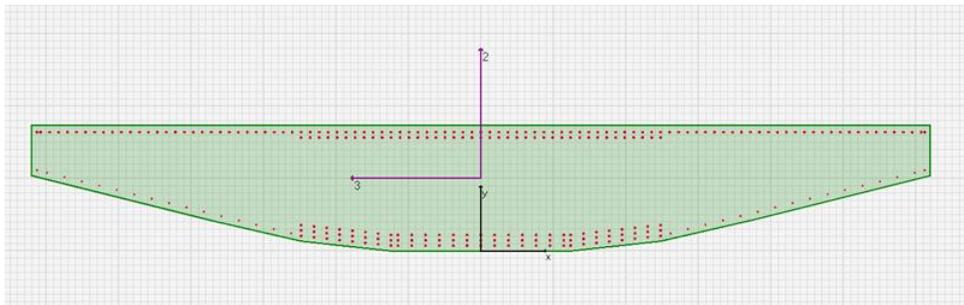


Figura 8.22: Sezione di verifica

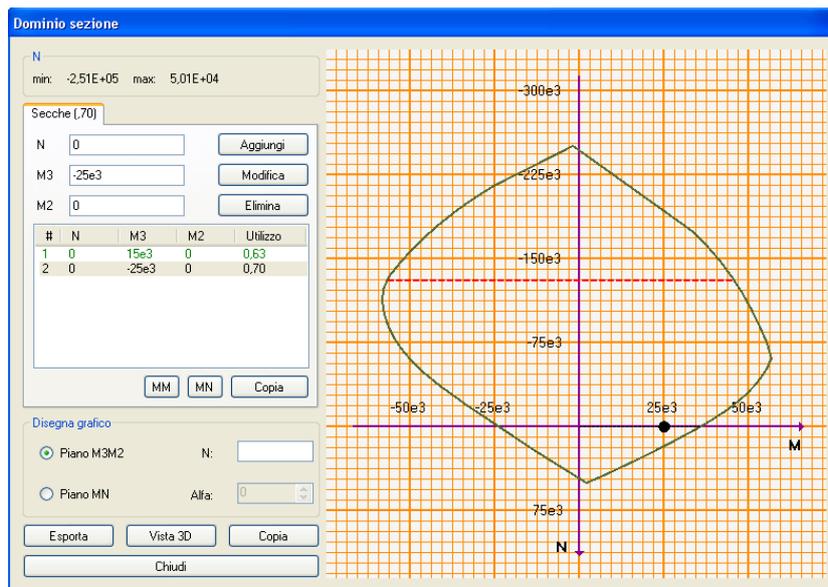


Figura 8.23: Verifica a pressoflessione

Le fondazioni saranno del tipo a plinti su pali di diametro 80 cm e lunghezza 26m; in particolare per ogni pila sono previsti 9 pali.

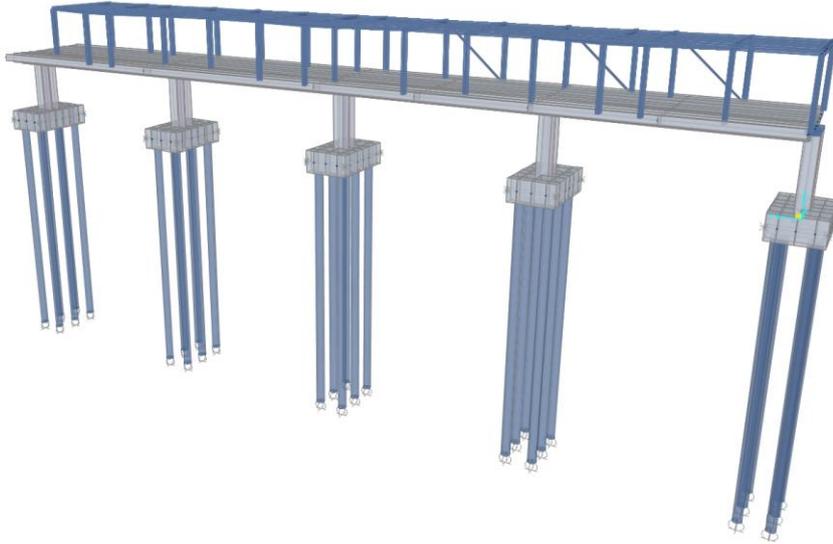


Figura 8.24: Vista tridimensionale modello ad elementi finiti completo di fondazioni

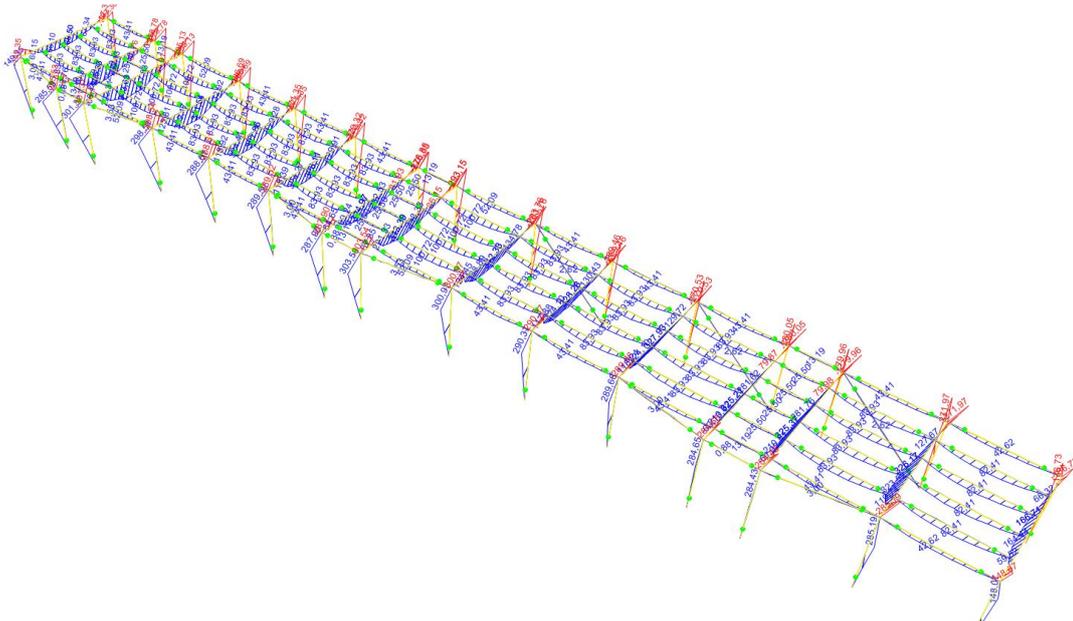


Figura 8.25: Andamento qualitativo dei momenti flettenti (kNm)

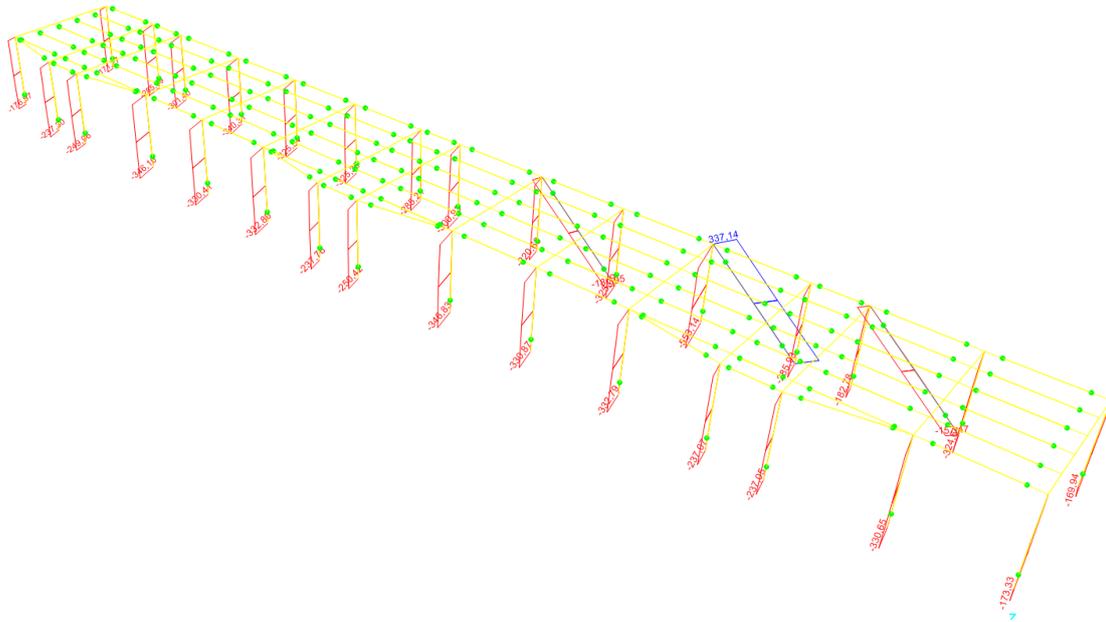


Figura 8.26: Andamento qualitativo degli sforzi assiali (kN)

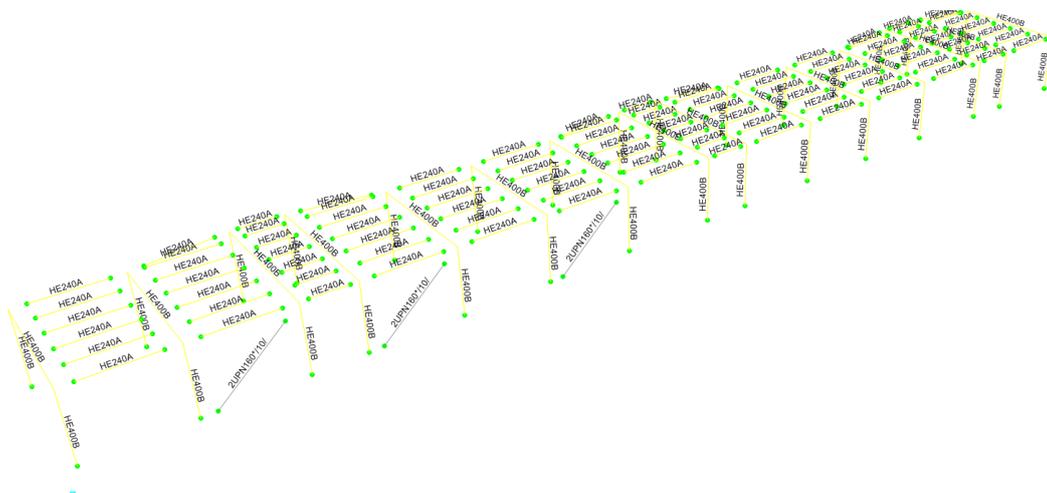


Figura 8.27: Sezioni membrane in acciaio

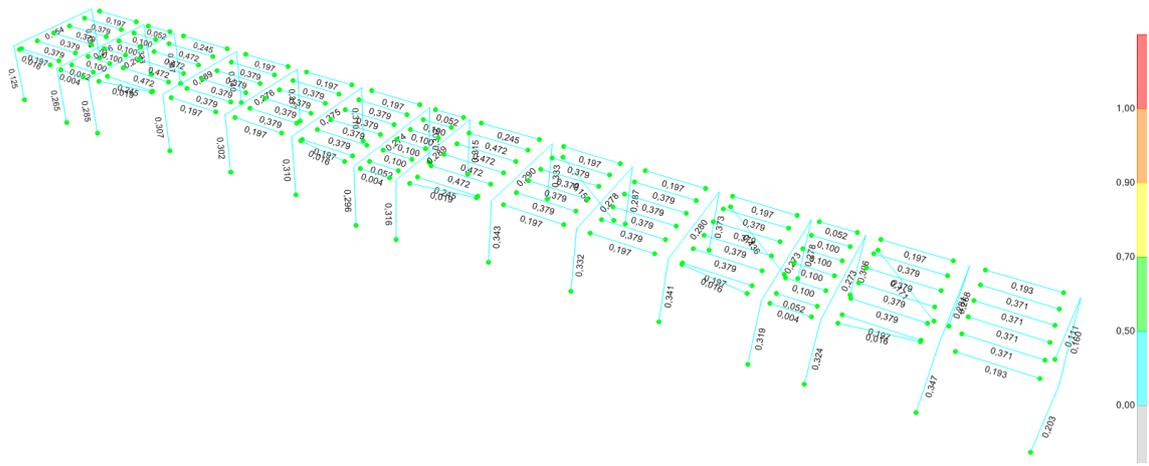


Figura 8.28: : Riepilogo verifiche – Fattore di utilizzo