Comune di Campi Bisenzio

- Città Metropolitana di Firenze -

5° Settore - Servizi Tecnici / Valorizzazione del Territorio

VALORIZZAZIONE E ACCESSIBILITÀ DELL'AREA ARCHEOLOGICA DI GONFIENTI

REALIZZAZIONE PERCORSO DI COLLEGAMENTO TRA LA ROCCA STROZZI E GONFIENTI TRAMITE PISTA CICLBILE E PASSERELLA SUL FIUME BISENZIO

C.U.P. - C81B18000480006

PROGETTO DEFINITIVO

Responsabile del Procedimento: Ing. Domenico Ennio Maria Passaniti

Gruppo di Progettazione

Progetto generale
Ing. Simone Faelli

Progetto idraulico
Ing. Bernardo Baccani

Relazione geologica
Dr. Maurizio Negri

Progetto strutturale
Ing. Daniele Storai

Piano Sicurezza
Ing. Alberto Antonelli

Progetto per Soprintendenza
Arch. Pietro Corlianò

Data: NOVEMBRE 2018

Elaborato	Oggetto	Scala
R.04.b	RELAZIONE DI CALCOLO DELLA PASSERELLA SUL TORRENTE MARINA	

Progetto generale e irdaulica
BF Ingegneria
Via Vasco de Gama 89 - Firenze

Progetto strutturale e sicurezza
ACS Ingegneri
Via Catani 28/c - Prato

Rilievi
GAIAGROUP srl
Via Galileo Galilei, 9 Figline e Incisa Vno

Comune di Campi Bisenzio - Palazzo Comunale - Piazza Dante 36
Sede distaccata - 5° Settore - Servizi Tecnici/Valorizzazione del Territorio
Via Pier Paolo Pasolini 18 - 50013 - Campi Bisenzio (FI)
Tel. 055.89.591 - PEC comune.campi-bisenzio@postacert.toscana.it

1 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA 3

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 4

3 AZIONI AGENTI SUL PONTE 4

3.1 Azioni permanenti (rif. 5.1.3.1 della norma) 4
3.2 Deformazioni impresse (rif. 5.1.3.2 della norma) 4
3.3 Azioni Variabili da traffico (rif. 5.1.3.3 della norma) 4
3.3.1 Premessa (rif. 5.1.3.3.1 della norma) 4
3.3.2 Definizione delle corsie convenzionali (rif. 5.1.3.3.2 della norma) 4
3.3.3 Schemi di Carico: q1 (rif. 5.1.3.3.3 della norma) 4
3.3.4 Categorie Stradali (rif. 5.1.3.3.4 della norma) 5
3.3.5 Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose (rif. 5.1.3.3.5 della norma) 5
3.3.6 Strutture Secondarie di Impalcato (rif. 5.1.3.3.6 della norma) 5
3.4 Incremento dinamico: q2 (rif. 5.1.3.4 della norma) 5
3.5 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione: q3 (rif. 5.1.3.5 della norma) 5
3.6 Azione centrifuga: Q4 (rif. 5.1.3.6 della norma) 5
3.7 Azioni di Neve, Vento: q5 (rif. 5.1.3.7 della norma) 5
3.8 Azioni idrodinamiche q6 (rif. 5.1.3.8 della norma) 6
3.9 Azioni della temperatura: q7 (rif. 5.1.3.9 della norma) 6
3.10 Azioni sui parapetti e urto di veicolo in svio: q8 (rif. 5.1.3.10 della norma) 6
3.11 Resistenze passive dei vincoli: q9 (rif. 5.1.3.11 della norma) 6
3.12 Azioni sismiche: E (rif. 5.1.3.12 della norma) 6
3.12.1 Generalità 7
3.12.2 Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche 8
3.12.3 Valutazione della azione sismica 9
3.12.4 Spettro di risposta elastico: componente orizzontale 9
3.12.5 Spettro di risposta elastico: componente verticale 11
3.12.6 Fattore di struttura e spettro di progetto per lo stato limite ultimo 12
3.12.7 Spettri di progetto (SLV) 13
3.12.8 Combinazione dell'azione sismica 14
3.13 Azioni eccezionali: A (rif. 3.1.3.13 della norma) 14
3.14 Combinazioni di Carico (rif. 5.1.3.14 della norma) 14

4 MODELLO DI CALCOLO 16

4.1 Generalità 16
4.2 Modello di calcolo 16
4.3 Condizioni e combinazioni di carico 17
4.4 Analisi dinamica del ponte 17

5 MATERIALI E RESISTENZE DI CALCOLO 19

5.1 Calcestruzzo armato 19
5.1.1 Generalità 19
5.1.2 Resistenze di calcolo 19
5.1.3 Calcestruzzo per fondazioni C28/35 20
5.1.1 Calcestruzzo per elevazioni C32/40 21
5.1.2 Calcestruzzo per soletta LC30/33 21
5.1.3 Acciaio da cemento armato B450C 22
5.1.4 Acciaio passerella e micropali del tipo S 355 (sp. non superiore a 40mm) 22

6 PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO 23

7 VERIFICHE PASSERELLA 24

7.1 VERIFICA TRAVI PRINCIPALI 24
7.1.1 CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE TRASVERSALE 24
7.1.2 RESISTENZA ALLA FLESSIONE 25
7.1.3 RESISTENZA A TAGLIO 26
7.1.4 INTERAZIONE TAGLIO-MOMENTO FLETTENTE 26
7.1.5 RIEPILOGO GEOMETRIA TRAVI 26
7.1.6 VERIFICHE AGLI SLU PER FLESSIONE, TAGLIO E INTERAZIONE TAGLIO-MOMENTO 27
7.1.7 VERIFICHE "A RESPIRO" DELLE ANIME (SLE) 28
7.1.8 LIMITAZIONE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO 29
7.2 VERIFICHE TRAVERSI 30
7.3 VERIFICA IMPALCATO 31
7.3.1 VERIFICA LAMIERA GRECATA IN FASE DI GETTO 31
7.3.2 VERIFICA SOLETTA 31
7.4 VERIFICA DEFORMABILITÀ 34
7.5 VERIFICA VIBRAZIONI 35

8 VERIFICA SOTTOSTRUTTURE 37

8.1 PLATEA SPALLE 37
8.1.1 SOLLECITAZIONI 37
8.1.2 VERIFICHE STATI LIMITE ULTIMI 40
8.1.3 VERIFICHE STATI LIMITE D'ESERCIZIO 41
8.2 MICROPALI 42

9 VERIFICA GEOTECNICA DEI MICROPALI 44

9.1 CRITERI DI VERIFICA 44
9.1 CARICO LIMITE VERTICALE 45
9.1.1 CRITERI DI CALCOLO DEL CARICO LIMITE VERTICALE 45
9.1.2 RISULTATI 46
9.2 CARICO LIMITE ORIZZONTALE 47
9.2.1 CRITERI DI CALCOLO DEL CARICO LIMITE ORIZZONTALE 47
9.2.2 RISULTATI 48

10 DISPOSITIVI D'APPOGGIO E GIUNTI 49

1 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

La presente relazione riferisce in merito al progetto delle strutture della nuova passerella pedonale sul torrente Marina, all'imbocco nel fiume Bisenzio, ubicata nel Comune di Campi Bisenzio (FI). La passerella è costituita da una campata di luce 26,00 m.

In accordo con il Comune di Campi Bisenzio la struttura è stata progettata con riferimento alla NTC 2008 in virtù dell'art. 2 delle nuove NTC 2018 che ne prevedono l'impiego nel caso in cui l'affidamento della progettazione definitiva ed esecutiva dell'opera (Det. Dir. n. 216 del 21/03/2018) avvenga precedentemente all'entrata in vigore delle NTC 2018 (22 Marzo 2018).

La struttura è realizzata mediante due travi in acciaio ad anima piena di altezza 1,25 m poste ad interasse 3,20 m, collegate tra loro mediante traversi HE200B posti ad interasse 2,00 m. Il piano di calpestio è costituito da una lamiera grecata con soletta in c.a. collaborante.
Le spalle sono costituite da una platea in c.a. di spessore 0,40 m su micropali (12 micropali L=15,00 m su entrambe le spalle).
Il sistema di vincolamento si compone di due appoggi fissi sulla spalla 1 e due appoggi longitudinali dotati di shock transmitters sulla spalla 2.

Dati di progetto
Ponte pedonale

Luce netta di progetto:	26,00 m
Larghezza impalcato:	2,60 m (parte carrabile)
Tipologia fondazioni:	fondazioni in c.a. in opera
Tipologia struttura impalcato:	doppia trave in acciaio ad anima piena
Schema statico:	trave semplicemente appoggiata
Rischio sismico:	vita nominale 50 anni - Classe d'uso III

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli sono stati eseguiti in accordo alle seguenti disposizioni normativo – tecniche.

- *Legge n.1086 del 05 11 1971* - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- *Legge n. 64 del 02.02.1974* - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- DM 14 01 2008 Aggiornamento norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare esplicativa n. 617 del 02/02/2009 delle Norme tecniche per le costruzioni;

3 AZIONI AGENTI SUL PONTE

Le azioni da considerare nella progettazione dei ponti stradali sono:

- le azioni permanenti;
- le distorsioni, ivi comprese quelle dovute a pre-sollecitazioni di progetto e quelle di origine termica;
- le azioni variabili da traffico;
- le azioni variabili di vento e neve;
- le azioni eccezionali;
- le azioni sismiche.

3.1 AZIONI PERMANENTI (RIF. 5.1.3.1 DELLA NORMA)

Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali: G1
Carichi permanenti portati: G2 (pavimentazione, parapetti).
Altre azioni permanenti: G3 (spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.).

3.2 DEFORMAZIONI IMPRESSE (RIF. 5.1.3.2 DELLA NORMA)

Distorsioni e pre-sollecitazioni di progetto: ε1.
Dati di progetto
Non sono previste distorsioni e pre-sollecitazioni.

Effetti reologici: ritiro e viscosità ε2;
Dati di progetto
Non sono stati considerati in quanto l'impalcato del ponte è in acciaio.

Cedimenti vincolari: ε4
Dovranno considerarsi gli effetti di cedimenti vincolari quando, sulla base delle indagini e delle valutazioni geotecniche, questi risultino significativi per le strutture.
Dati di progetto
Data la tipologia di fondazioni previste (fondazioni profonde) non si sono considerati cedimenti vincolari.

3.3 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (RIF. 5.1.3.3 DELLA NORMA)

3.3.1 PREMESSA (RIF. 5.1.3.3.1 DELLA NORMA)

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel § 5.1.3.3.3, disposti su corsie convenzionali.

3.3.2 DEFINIZIONE DELLE CORSIE CONVENZIONALI (RIF. 5.1.3.3.2 DELLA NORMA)

Essendo un ponte pedonale non sono definite le corsie convenzionali di carico e si considera l'impalcato interamente caricato in tutta la sua larghezza.

3.3.3 SCHEMI DI CARICO: Q1 (RIF. 5.1.3.3.3 DELLA NORMA)

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico:
Omissis…
Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.
Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m^2. Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m^2. Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

Omissis…

Dati di Progetto
Nel caso in esame trattasi di passerella pedonale e quindi si considerano unicamente gli schemi di carico 4 e 5.

3.3.4 *CATEGORIE STRADALI (RIF. 5.1.3.3.4 DELLA NORMA)*

Omissis …
Dati di Progetto
Nel caso in esame trattasi di ponte pedonale.

3.3.5 *DISPOSIZIONE DEI CARICHI MOBILI PER REALIZZARE LE CONDIZIONI DI CARICO PIÙ GRAVOSE (RIF. 5.1.3.3.5 DELLA NORMA)*

Omissis …
Dati di Progetto
Nel caso in esame trattasi di ponte pedonale e pertanto si applicherà quanto indicato relativamente allo schema di carico 4 e 5.
Omissis …
Per i ponti pedonali si considera il carico associato allo Schema 5 (folla compatta) applicato con la disposizione più gravosa per le singole verifiche.
Omissis …

3.3.6 *STRUTTURE SECONDARIE DI IMPALCATO (RIF. 5.1.3.3.6 DELLA NORMA)*

Omissis…

3.4 *INCREMENTO DINAMICO: Q2 (RIF. 5.1.3.4 DELLA NORMA)*

Omissis…

3.5 *AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE: Q3 (RIF. 5.1.3.5 DELLA NORMA)*

Omissis…

3.6 *AZIONE CENTRIFUGA: Q4 (RIF. 5.1.3.6 DELLA NORMA)*

Omissis…

3.7 *AZIONI DI NEVE, VENTO: Q5 (RIF. 5.1.3.7 DELLA NORMA)*

Per le azioni da neve e vento vale quanto specificato al Cap. 3 della normativa.
L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. L'azione del vento può essere valutata come azione dinamica mediante una analisi dell'interazione vento-struttura.
Omissis…
L'azione del vento si può valutare come sopra specificato nei casi in cui essa non possa destare fenomeni dinamici nelle strutture del ponte o quando l'orografia non possa dar luogo ad azioni anomale del vento.
Per i ponti particolarmente sensibili all'eccitazione dinamica del vento si deve procedere alla valutazione della risposta strutturale in galleria del vento e, se necessario, alla formulazione di un modello matematico dell'azione del vento dedotto da misure sperimentali.
Il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico, salvo che per ponti coperti.
Per l'azione del vento, che supponiamo di carattere statico ed incidente in modo perpendicolare ed orizzontale, si procede ricavando la pressione esercitata da questo:

$$p = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove :

q_{ref} => pressione cinetica di riferimento
c_e => coefficiente di esposizione
c_p => coefficiente di forma
c_d => coefficiente dinamico

Ubicazione del sito	Zona 3
Velocità di riferimento (TR = 50 anni)	$v_{b,0}$ = 27 m/sec
Altitudine del sito	$a_s < a_0$ = 500 m s.l.m.
	k_a = 0,020 1/sec
Tempo di ritorno	TR = 75 anni $\Rightarrow \alpha_R$ = 1,02346

Velocità di riferimento (TR = 75 anni)	v_b = 27,63 m/sec
Densità dell'aria	ρ =1,25 kg/cm³
Pressione cinetica di riferimento	q_{ref} = 477,25 N/m²
Classe di rugosità del terreno	B
Distanza dalla costa	d > 30 km $\Rightarrow$ Categoria d'esposizione del sito: IV
	k_r = 0,22
	z_0 = 0,30 m
	z_{min} = 8 m
Altezza	z = ca 12,00 m
Coefficiente di topografia	c_t = 1,00
Coefficiente di esposizione	c_e =1,908
Coefficiente di forma	c_p = 1,4
Coefficiente dinamico	c_d =1,00
Pressione del vento	**p = 1,275 kN/m²**

Si determina il carico dovuto alla neve in funzione delle caratteristiche di ubicazione e geometria della struttura:

Ubicazione del sito	Zona II
Altitudine	a_s < 200 m s.l.m.
Carico neve al suolo caratteristico	q_{sk} = 1,00 kN/m²
Coefficiente di esposizione	C_E = 1,00
Coefficiente termico	C_T = 1,00
Coefficiente di forma	μ_1 = 0,80
Carico neve	**$q_s = q_{sk} \times \mu_1 \times C_E \times C_T$ = 0,80 kN/m²**

3.8 *AZIONI IDRODINAMICHE Q6 (RIF. 5.1.3.8 DELLA NORMA)*

Le azioni idrodinamiche sulle pile poste nell'alveo dei fiumi devono essere calcolate secondo le prescrizioni del § 5.1.2.3 delle Norme Tecniche tenendo conto, oltre che dell'orientamento e della forma della pila, anche degli effetti di modificazioni locali dell'alveo, dovute, per esempio, allo scalzamento.

Dati di progetto

Non considerata in quanto le sottostrutture non sono posizionate in alveo

3.9 *AZIONI DELLA TEMPERATURA: Q7 (RIF. 5.1.3.9 DELLA NORMA)*

Il calcolo degli effetti delle variazioni termiche deve essere effettuato in accordo al carattere ed all'intensità di tali variazioni definite nelle relative sezioni delle Norme Tecniche. Per situazioni di particolare complessità può anche farsi utile riferimento a documenti di comprovata validità.

Dati di progetto

Si è considerata una variazione uniforme di ± 25°C e una variazione a farfalla di ± 10°C.

3.10 *AZIONI SUI PARAPETTI E URTO DI VEICOLO IN SVIO: Q8 (RIF. 5.1.3.10 DELLA NORMA)*

L'altezza dei parapetti non può essere inferiore a 1,10 m. I parapetti devono essere calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1,5 kN/m applicata al corrimano.

Omissis…

3.11 *RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI: Q9 (RIF. 5.1.3.11 DELLA NORMA)*

Omissis…

3.12 *AZIONI SISMICHE: E (RIF. 5.1.3.12 DELLA NORMA)*

Per le azioni sismiche si devono rispettare le prescrizioni di cui ai § 2.5.3 e 3.2 delle Norme tecniche.

Nelle espressioni [2.5.5] e [2.5.7] si assume, di regola, per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi 2j$ = 0,0.

Ove necessario, per esempio per ponti in zona urbana di intenso traffico, si assume per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi 2j$ = 0,2, quando rilevante, sia nella combinazione delle azioni, sia per la definizione dell'effetto dell'azione sismica.

3.12.1 *GENERALITÀ*

L'azione del sisma è di seguito dettagliatamente descritta.
Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.
La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa ag in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente S (T) , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento VR, come definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.
Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

ag accelerazione orizzontale massima al sito
F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
T*C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:
Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:
Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I delle NTC 2018.
Nel caso in esame, per definire l'azione sismica da considerare per la progettazione delle opere, si riportano in seguito i principali dati necessari:

Secondo quanto disposto dal D.M. 2008 si ricavano i seguenti parametri a_g, F_0, T_C* per i periodi di ritorno associati ai vari Stati Limite:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,055	2,573	0,263
SLD	75	0,066	2,585	0,275
SLV	712	0,152	2,399	0,305
SLC	1462	0,190	2,397	0,313

3.12.2 *CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE*

Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3 delle Norme Tecniche. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs,30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m s e 800 m s (ovvero NSPT,30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu,30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m s e 360 m s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 inferiori a 180 m s (ovvero NSPT,30 < 15 nei terreni a grana grossa e cu,30 < 70 kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con Vs,30 > 800 m/s).

Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria	Descrizione
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i≤15°
T2	Pendii con inclinazione media i>15°
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15≤i≤30°
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i>30°

Le su esposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

Dati di progetto
Nel caso in esame, in questa fase preliminare, in assenza di un adeguata indagine geotecnica, si considera l'area oggetto di intervento in categoria di sottosuolo "C", e categoria topografica "T1".

3.12.3 *VALUTAZIONE DELLA AZIONE SISMICA*

Descrizione del moto sismico in superficie e sul piano di fondazione
Ai fini delle presenti norme l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti. Salvo quanto specificato nel § 7.11 per le opere e i sistemi geotecnici la componente verticale verrà considerata ove espressamente specificato (v. Cap. 7) e purché il sito nel quale la costruzione sorge non sia in Zone 3 e 4. Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:
-accelerazione massima attesa in superficie;
-accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
-accelerogramma.

Sulla base di apposite analisi di risposta sismica locale si può poi passare dai valori in superficie ai valori sui piani di riferimento definiti nel § 3.2.2; in assenza di tali analisi l'azione in superficie può essere assunta come agente su tali piani. Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.
La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale. In mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali. La componente accelerometrica verticale può essere correlata alle componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.
Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto) e degli accelerogrammi, si rimanda ai paragrafi successivi.

3.12.4 *SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO: COMPONENTE ORIZZONTALE*

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali
Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:
Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale dell'accelerazione è fornito dalle seguenti espressioni:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right] \quad \text{per } 0 \le T \le T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad \text{per } T_B \le T \le T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T}{T_C}\right) \quad \text{per } T_C \le T \le T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right) \quad \text{per } T_D \le T$$

nelle quali T ed Se sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Nelle (3.2.4) inoltre

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S=S_S \cdot S_T$ essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.V) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI);

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione $\eta=\sqrt{10/(5+\xi)}\geq 0{,}55$ dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_C=C_C \cdot T^*_C$ dove T^*_C è definito al § 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, $T_B=T_C \cdot /3$

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione: $T_D=4.0 \cdot a_g/g+1.6$

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove.
In mancanza di tali determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione definite nel § 3.2.2, la forma spettrale su sottosuolo di categoria A è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico SS, il coefficiente topografico ST e il coefficiente C che modifica il valore del periodo TC .

Amplificazione stratigrafica
Per sottosuolo di categoria A i coefficienti SS e CC valgono 1.
Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti SS e CC possono essere calcolati, in funzione dei valori di FO e TC relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.V, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Espressioni di S_S e di C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1{,}00 \leq 1{,}40 - 0{,}40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1{,}20$	$1{,}10 \cdot (T^*_C)^{-0{,}20}$
C	$1{,}00 \leq 1{,}70 - 0{,}60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1{,}50$	$1{,}05 \cdot (T^*_C)^{-0{,}33}$
D	$0{,}90 \leq 2{,}40 - 1{,}50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1{,}80$	$1{,}25 \cdot (T^*_C)^{-0{,}50}$
E	$1{,}00 \leq 2{,}00 - 1{,}10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1{,}60$	$1{,}15 \cdot (T^*_C)^{-0{,}40}$

Amplificazione topografica
Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico ST riportati nella Tab. 3.2.VI, in funzione delle categorie topografiche definite in § 3.2.2 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	Descrizione
T1	-	1,00
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,20
T3	In corrispondenza della cresta del rlievo	1,20
T4	In corrispondenza della cresta del rlievo	1,40

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base dove ST assume valore unitario.
Dati di Progetto
Nel caso in esame per terreno categoria topografica T1 abbiamo S_T=1,00.

3.12.5 *SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO: COMPONENTE VERTICALE*

Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale
Lo spettro di risposta elastico della componente verticale dell'accelerazione è fornito dalle seguenti espressioni:

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_V}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right] \quad \text{per } 0 \le T \le T_B$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \quad \text{per } T_B \le T \le T_C$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T}{T_C}\right) \quad \text{per } T_C \le T \le T_D$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right) \quad \text{per } T_D \le T$$

nelle quali T e S_{ve} sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e Fv è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno ag su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_V = 1{,}35 \cdot F_O \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0{,}50}$$

I valori di ag, Fo, S, η sono definiti nel § 3.2.3.2.1 per le componenti orizzontali; i valori di SS, TB, TC e TD, salvo più accurate determinazioni, sono quelli riportati nella Tab. 3.2.VII.

Tabella 3.2.VII – Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria sottosuolo	S_S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,00	0,05 s	0,15 s	1,00 s

Per tener conto delle condizioni topografiche, in assenza di specifiche analisi si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati in Tab. 3.2.VI.

Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali
Lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali $S_{De}(T)$ si ricava dalla corrispondente risposta in accelerazione Se(T) mediante la seguente espressione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2$$

purché il periodo di vibrazione T non ecceda i valori TE indicati in Tab. 3.2.VIII.

Tabella 3.2.VIII – Valori dei parametri TE e TF

Categoria sottosuolo	$T_E\,(s)$	$T_F\,(s)$
A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C, D, E	6,0	10,0

Per periodi di vibrazione eccedenti TE, le ordinate dello spettro possono essere ottenute dalle formule seguenti:
per TE<T≤TF

$$S_{De}(T) = 0{,}025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot \left[F_0 \cdot \eta + (1 - F_0 \cdot \eta) \cdot \frac{T - T_E}{T_F - T_E}\right]$$

per T>TF

$$S_{De}(T) = d_g$$

dove tutti i simboli sono già stati definiti, ad eccezione di dg, definito nel paragrafo successivo.

Spettri di progetto per gli stati limite di esercizio
Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto Sd(T) da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata (v. §2.4 e §3.2.1).

Spettri di progetto per gli stati limite ultimi

Qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto Sd(T) da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1), con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule 3.2.4 η con 1/q, dove q è il fattore di struttura definito successivamente.
Si assumerà comunque $Sd(T) \geq 0{,}2ag$.

3.12.6 *FATTORE DI STRUTTURA E SPETTRO DI PROGETTO PER LO STATO LIMITE ULTIMO*

L'azione sismica di progetto $S_d(T)$ per lo SLU è data dallo spettro di risposta elastico, riducendo le ordinate del fattore di struttura q. Questo fattore tiene conto delle capacità dissipative in campo plastico della struttura, ed il suo valore dipende dal materiale e dalla tipologia strutturale. I valori massimi del fattore di struttura q_0 per le due componenti orizzontali dell'azione sismica sono riportati in Tab. 7.3.II.

Ponti (§ 7.9.2.1)		
Pile in calcestruzzo armato		
Pile verticali inflesse	3,5 λ	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,1 λ	1,2
Pile in acciaio:		
Pile verticali inflesse	3,5	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,0	1,2
Pile con controventi concentrici	2,5	1,5
Pile con controventi eccentrici	3,5	-
Spalle		
In genere	1,5	1,5
Se si muovono col terreno	1,0	1,0

I valori massimi q_0 del fattore di struttura sono da applicare alle singole pile, per ciascuna delle due direzioni principali, nei casi di ponti isostatici e all'intera opera, ma ancora separatamente per le due direzioni, nei casi di ponti a travata continua. Nel caso di ponti con elementi strutturali duttili di diverso tipo, si adotta, per ciascuna delle due direzioni, il fattore di struttura degli elementi di ugual tipo che contribuiscono in misura maggiore alla resistenza nei confronti delle azioni sismiche.

Dati di Progetto
Per la passerella abbiamo considerando q=1,00 in entrambe le direzioni.

3.12.7 *SPETTRI DI PROGETTO (SLV)*

In particolare per il caso in esame abbiamo i seguenti grafici degli spettri di progetto (SLV).

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,152 g
F_o	2,399
T_C^*	0,385 s
S_S	1,482
C_C	1,553
S_T	1,000
q	1,500

Parametri dipendenti

S	1,482
η	1,000
T_B	0,198 s
T_C	0,474 s
T_D	2,286 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55;\ \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; § 3.2.3.5)

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,225
T_B 0,198	0,539
T_C 0,474	0,539
0,557	0,459
0,639	0,400
0,722	0,354
0,804	0,318
0,887	0,288
0,969	0,264
1,052	0,243
1,134	0,225
1,217	0,210
1,299	0,197
1,382	0,185
1,464	0,175
1,547	0,165
1,629	0,157
1,712	0,149
1,794	0,142
1,877	0,136
1,959	0,130
2,042	0,125
2,124	0,120
T_D 2,286	0,116
2,292	0,107
2,377	0,100
2,463	0,093
2,548	0,087
2,634	0,081
2,719	0,076
2,804	0,072
2,890	0,068
2,975	0,064
3,061	0,060
3,146	0,057
3,231	0,054
3,317	0,051
3,402	0,049
3,488	0,046
3,573	0,044
3,658	0,042
3,744	0,040
3,829	0,038
3,915	0,037
4,000	0,035

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0,080 g
S_S	1,000
S_T	1,000
q	1,500
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	1,261
S	1,000
η	0,667

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = 1/q$ (NTC-08 § 3.2.3.5)

$F_v = 1,35 \cdot F_o \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$ (NTC-08 Eq. 3.2.11)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$0 \leq T < T_B$: $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \left(\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right)$

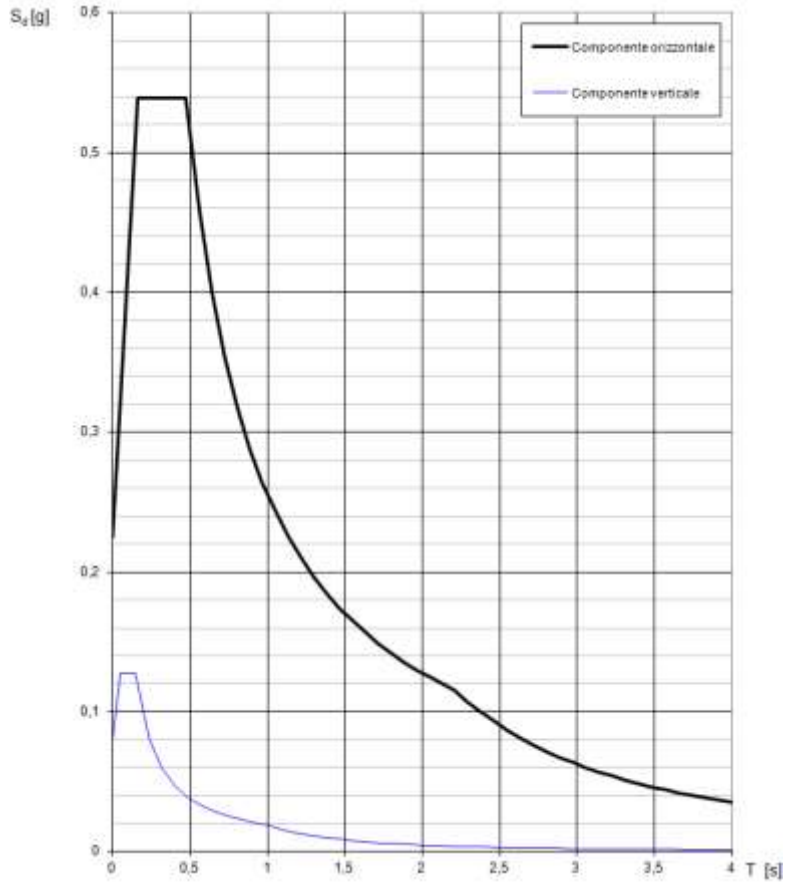
$T_B \leq T < T_C$: $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$

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

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

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,080
T_B 0,050	0,127
T_C 0,150	0,127
0,235	0,081
0,320	0,060
0,405	0,047
0,490	0,039
0,575	0,033
0,660	0,029
0,745	0,026
0,830	0,023
0,915	0,021
T_D 1,000	0,019
1,094	0,016
1,188	0,014
1,281	0,012
1,375	0,010
1,469	0,009
1,563	0,008
1,656	0,007
1,750	0,006
1,844	0,006
1,938	0,005
2,031	0,005
2,125	0,004
2,219	0,004
2,313	0,004
2,406	0,003
2,500	0,003
2,594	0,003
2,688	0,003
2,781	0,002
2,875	0,002
2,969	0,002
3,063	0,002
3,156	0,002
3,250	0,002
3,344	0,002
3,438	0,002
3,531	0,002
3,625	0,001
3,719	0,001
3,813	0,001
3,906	0,001
4,000	0,001



3.12.8 *COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA*

La verifica allo stato limite ultimo (SLU) o di esercizio (SLE) in condizioni sismiche deve essere effettuata per la seguente combinazione di carico:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

dove:

E	l'azione sismica di progetto;
G_k	carichi permanenti al loro valore caratteristico;
P_k	valore caratteristico dell'azione di precompressione;
ψ_{2j}	coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi - permanente dell'azione variabile;
Q_{ki}	valore caratteristico dell'azione variabile;

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

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

Dati di Progetto
Nel caso in esame si considerano le masse dei soli carichi permanenti G1 e G2 (ψ2=0).

3.13 *AZIONI ECCEZIONALI: A (RIF. 3.1.3.13 DELLA NORMA)*

Omissis…

3.14 *COMBINAZIONI DI CARICO (RIF. 5.1.3.14 DELLA NORMA)*

Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al Cap. 2.
Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			*Carichi orizzontali*		*Carichi verticali*
Gruppo di azioni	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				
(*) Ponti pedonali (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana) (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali						

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nel Cap. 4 con riferimento a particolari azioni specifiche dei diversi materiali.
I valori dei coefficienti ψ_{0j}, ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU[1]	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali [2] g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecita-zioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0,90 1,00[3]	1,00 1,00[4]	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}$, $\gamma_{\varepsilon 3}$, $\gamma_{\varepsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

[1] Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.
[2] Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
[3] 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
[4] 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI -Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi-nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Dati di Progetto

Nel caso in esame si sono considerati i coefficienti ψ relativi allo schema di carico 5 (ψ_0=0.4, ψ_1=0.4, ψ_2=0.0).

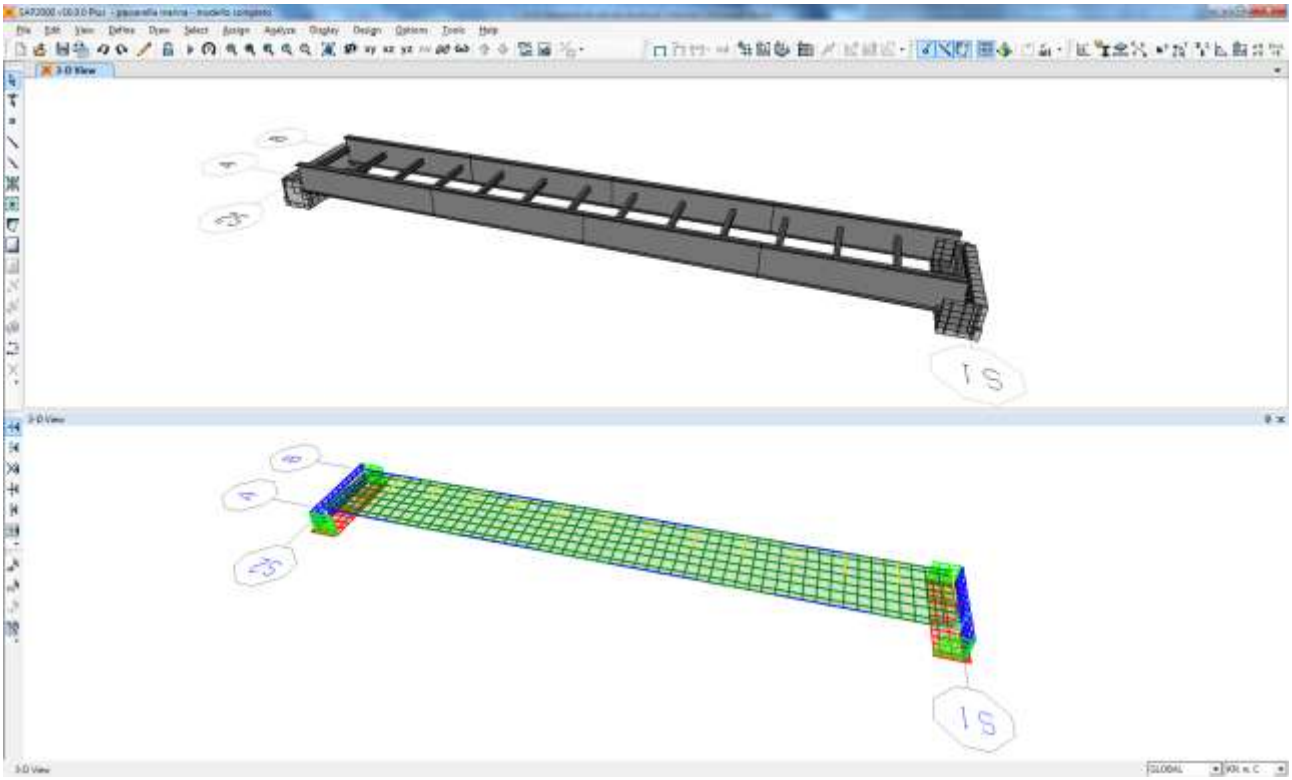
4 MODELLO DI CALCOLO

4.1 GENERALITÀ

Nel presente paragrafo si descrivono i criteri impiegati per la redazione del modello di calcolo della struttura.

4.2 MODELLO DI CALCOLO

Il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione è stato eseguito con il metodo degli elementi finiti, utilizzando il codice di calcolo SAP2000 (SAP2000® Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures, Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA).
La geometria della struttura è stata definita mediante l'assegnazione delle coordinate geometriche dei nodi della struttura rispetto ad un sistema di riferimento fisso cartesiano ortogonale destrorso XYZ. Questo riferimento ha gli assi X e Y orizzontali e l'asse Z verticale ascendente.
Le strutture sono state modellate mediante elementi finiti monodimensionali e con elementi piani a quattro e/o a tre nodi con comportamento sia membranale che flessionale.
Per ogni elemento del modello strutturale è stato inoltre definito un proprio sistema di riferimento locale rispetto al quale sono state assegnate le proprietà geometriche ed inerziali ed i carichi sull'elemento, e rispetto al quale è fornita la risposta (in termini di spostamenti dei nodi e di caratteristiche di sollecitazione) dal codice di calcolo.
Gli assi del riferimento locale sono contrassegnati dai numeri 1, 2 e 3 ed il loro orientamento rispetto al riferimento globale XYZ è assegnato in modo diverso a seconda del tipo di elemento finito ("frame" o "shell").
Nelle immagini seguenti viene mostrato il modello di calcolo utilizzato.



Sia per gli elementi "frame" che per gli elementi "shell" uno degli assi locali rimane automaticamente individuato dalla geometria dello stesso elemento finito.
Per gli elementi "frame" il primo asse (1) è diretto secondo l'asse dell'elemento, mentre gli altri due assi (2 e 3) giacciono in un piano ortogonale all'elemento e che viene definita dall'utente. Per gli elementi "shell" i primi due assi locali giacciono nel piano dell'elemento con una orientazione che può essere definita dall'utente; il terzo asse è ortogonale a questi.
Le caratteristiche geometriche degli elementi "frame" sono state assegnate, definendo soltanto il materiale e la forma della sezione; il programma infatti determina in modo automatico per diversi tipi di sezioni le caratteristiche inerziali (area, momenti di inerzia) della sezione.
Per gli elementi "shell" è stato sufficiente definire lo spessore per assegnare le caratteristiche geometriche dei setti e della platea.

4.3 *CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO*

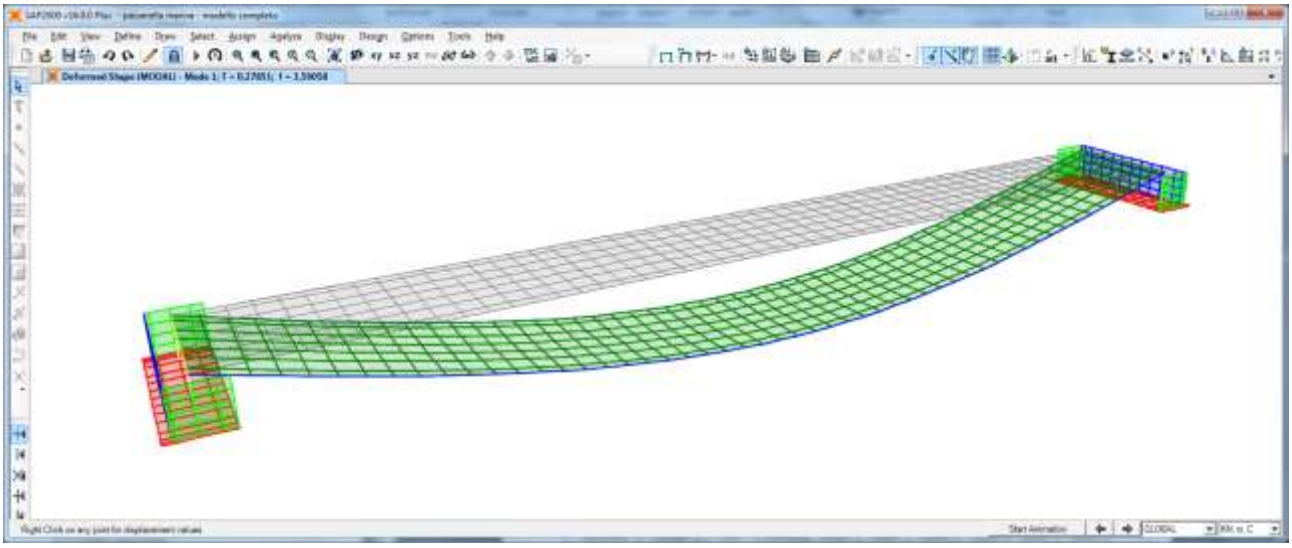
Le azioni applicate alla struttura sono definite in gruppi separati detti "Load Case" (CCE), che sono riportate di seguito.

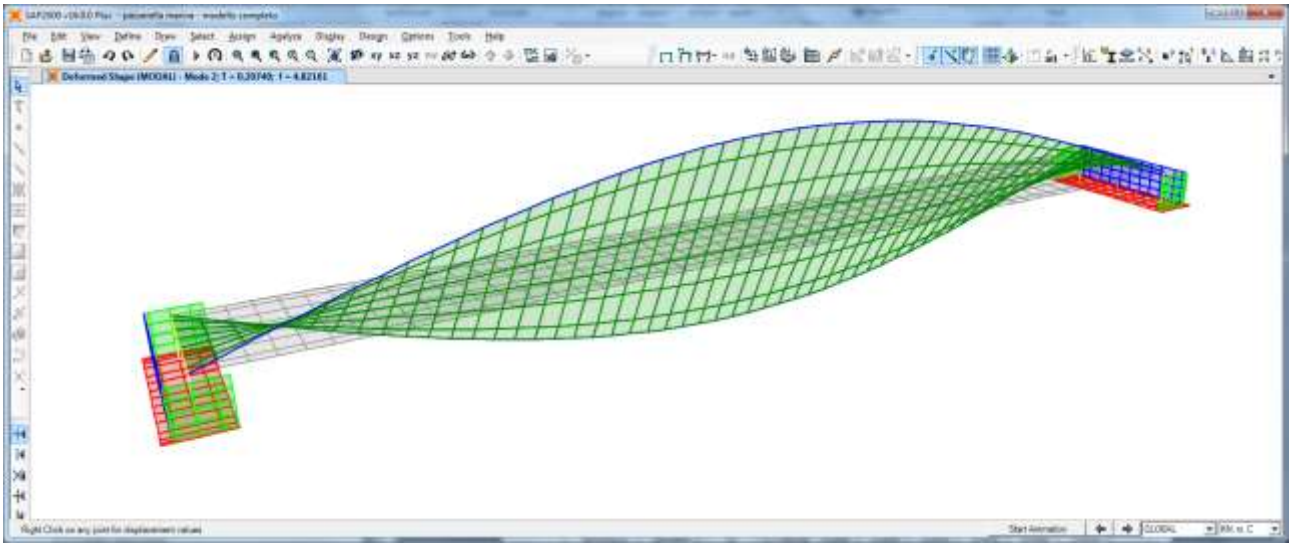
TABLE: Load Case Definitions		
Case	**Type**	**DesignType**
Text	Text	Text
G1	LinStatic	DEAD
MODAL	LinModal	OTHER
G2	LinStatic	SUPER DEAD
vento (x+)	LinStatic	WIND
folla	LinStatic	LIVE
slv x	LinRespSpec	QUAKE
slv y	LinRespSpec	QUAKE
slv z	LinRespSpec	QUAKE

Queste sono state combinate con indicato al §3.14.

4.4 *ANALISI DINAMICA DEL PONTE*

Nell'analisi dinamica della struttura sono stati analizzati 25 modi di vibrare, eccitando complessivamente più dell'85% della massa come previsto dalla normativa.





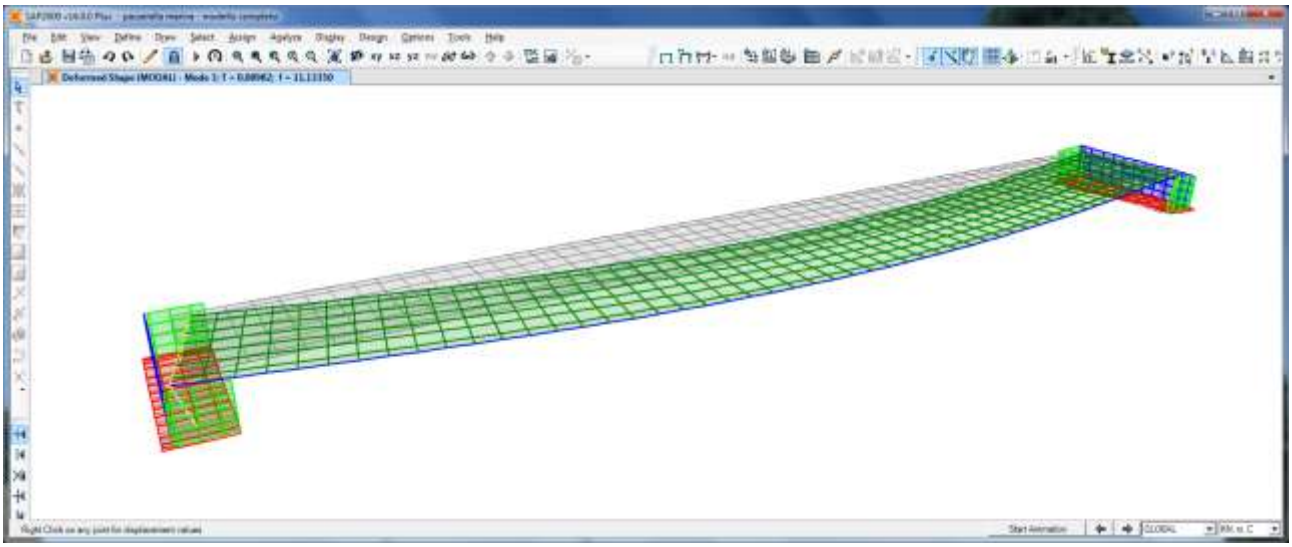


TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	**StepType**	**StepNum**	**Period**	**UX**	**UY**	**UZ**	**SumUX**	**SumUY**	**SumUZ**
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,27851	0,00	0,00	0,81	0,00	0,00	0,81
MODAL	Mode	2	0,20740	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,81
MODAL	Mode	3	0,08982	0,86	0,00	0,00	0,86	0,00	0,81
MODAL	Mode	4	0,07625	0,00	0,00	0,00	0,86	0,00	0,81
MODAL	Mode	5	0,07236	0,00	1,00	0,00	0,86	1,00	0,81
MODAL	Mode	6	0,05592	0,00	0,00	0,00	0,86	1,00	0,81
MODAL	Mode	7	0,04460	0,00	0,00	0,08	0,86	1,00	0,89
MODAL	Mode	8	0,03740	0,00	0,00	0,00	0,86	1,00	0,89
MODAL	Mode	9	0,03448	0,00	0,00	0,03	0,86	1,00	0,91
MODAL	Mode	10	0,03262	0,00	0,00	0,00	0,86	1,00	0,91
MODAL	Mode	11	0,03232	0,00	0,00	0,00	0,86	1,00	0,91
MODAL	Mode	12	0,03027	0,00	0,00	0,01	0,86	1,00	0,92
MODAL	Mode	13	0,02824	0,00	0,00	0,00	0,86	1,00	0,92
MODAL	Mode	14	0,02718	0,00	0,00	0,00	0,86	1,00	0,92
MODAL	Mode	15	0,02668	0,00	0,00	0,00	0,86	1,00	0,92
MODAL	Mode	16	0,02619	0,00	0,00	0,00	0,86	1,00	0,93
MODAL	Mode	17	0,02533	0,00	0,00	0,00	0,86	1,00	0,93
MODAL	Mode	18	0,02421	0,00	0,00	0,00	0,86	1,00	0,93
MODAL	Mode	19	0,02248	0,00	0,00	0,00	0,86	1,00	0,93
MODAL	Mode	20	0,02078	0,00	0,00	0,00	0,86	1,00	0,93
MODAL	Mode	21	0,01997	0,13	0,00	0,00	0,99	1,00	0,93
MODAL	Mode	22	0,01982	0,00	0,00	0,02	0,99	1,00	0,94
MODAL	Mode	23	0,01924	0,00	0,00	0,01	0,99	1,00	0,95
MODAL	Mode	24	0,01819	0,00	0,00	0,00	0,99	1,00	0,95
MODAL	Mode	25	0,01656	0,00	0,00	0,00	0,99	1,00	0,95

5 MATERIALI E RESISTENZE DI CALCOLO

5.1 CALCESTRUZZO ARMATO

5.1.1 GENERALITÀ

Per le classi di resistenza normalizzate per calcestruzzo normale si può fare utile riferimento a quanto indicato nelle norme UNI EN 206-1:2006 e nella UNI 11104:2004. Sulla base della denominazione normalizzata vengono definite le classi di resistenza riportate nella Tab. 4.1.I della normativa.
La valutazione della sicurezza va condotta secondo i principi fondamentali ed i metodi precisati al Cap. 2 della norma.
In particolare per l'analisi strutturale, volta alla valutazione degli effetti delle azioni, si potranno adottare i metodi seguenti: a) analisi elastica lineare; b) analisi plastica; c) analisi non lineare.

Analisi elastica lineare
L'analisi elastica lineare può essere usata per valutare gli effetti delle azioni sia per gli stati limite di esercizio sia per gli stati limite ultimi.
Per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi saranno effettuate assumendo:
-sezioni interamente reagenti con rigidezze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;
-relazioni tensione deformazione lineari;
-valori medi del modulo d'elasticità.

5.1.2 RESISTENZE DI CALCOLO

Le resistenze di calcolo fd indicano le resistenze dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, ottenute mediante l'espressione:

$f_d = f_k / \gamma_M$

dove:

f_k sono le resistenze caratteristiche del materiale;

γ_M sono i coefficienti parziali per le resistenze, comprensivi delle incertezze del modello e della geometria, che possono variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

5.1.2.1 RESISTENZA DI CALCOLO A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione, f_{cd} , é:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C$$

dove:

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

γ_C è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente γ_C è pari ad 1,5.

Il coefficiente α_{cc} è pari a 0,85.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, …) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a compressione va ridotta a 0,80 fcd.

5.1.2.2 RESISTENZA DI CALCOLO A TRAZIONE DEL CALCESTRUZZO

La resistenza di calcolo a trazione, fctd , vale:

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$$

dove:

γ_C è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo.

Il coefficiente γ_C assume il valore 1,5.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, …) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a compressione va ridotta a 0,80 fcd.

5.1.2.3 RESISTENZA DI CALCOLO DELL'ACCIAIO

La resistenza di calcolo dell'acciaio fyd è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$$

γ_S è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

Il coefficiente γ_S assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15.

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

La resistenza tangenziale di aderenza di calcolo fbd vale:

$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_C$

dove:

γ_C è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1,5;

f_{bk} è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2{,}25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$$

in cui

$\eta = 1{,}0$ per barre di diametro $\varphi \leq 32$ mm

$\eta = (132 - \varphi)/100$ per barre di diametro superiore.

Nel caso di armature molto addensate o ancoraggi in zona di calcestruzzo teso, la resistenza di aderenza va ridotta dividendola almeno per 1,5.

5.1.3 *CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI C28/35*

(a vantaggio di sicurezza nel calcolo si è considerato un calcestruzzo di classe C25/30)

Resistenza caratteristica cubica (R_{ck})	350	[daN/cm²]
Resistenza caratteristica a compressione (f_{ck})	290.50	[daN/cm²]
Resistenza media a trazione (f_{ctm})	28.81	[daN/cm²]
Resistenza media a trazione (per flessione) (f_{cfm})	34.57	[daN/cm²]
Resistenza caratteristica a trazione (f_{ctk})	20.16	[daN/cm²]
Fattore di sicurezza parziale del cls (γ_c)	1.5	
Coefficiente per carichi di lunga durata (α)	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione (f_{cd})	164.62	[daN/cm²]
Resistenza di calcolo a trazione (f_{ctd})	13.4	[daN/cm²]
Tensione di aderenza (f_{bd})	30.25	[daN/cm²]
Modulo elastico istantaneo (E_c)	336749	[daN/cm²]
Rapporto di Poisson (ν)	0.2	
Modulo elastico a trazione (E_{ct})	168375	[daN/cm²]
Coefficente di omogenizzazione CLS teso (n')	0.5	

Classe di esposizione XC2/XD1 – condizioni aggressive – stato limite fessurazione: frequente $< w_2$; quasi permanente $< w_1$

5.1.1 *CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI C32/40*

(a vantaggio di sicurezza nel calcolo si è considerato un calcestruzzo di classe C25/30)

Resistenza caratteristica cubica (R_{ck})	400	[daN/cm²]
Resistenza caratteristica a compressione (f_{ck})	332.00	[daN/cm²]
Resistenza media a trazione (f_{ctm})	31.49	[daN/cm²]
Resistenza media a trazione (per flessione) (f_{cfm})	37.78	[daN/cm²]
Resistenza caratteristica a trazione (f_{ctk})	22.04	[daN/cm²]
Fattore di sicurezza parziale del cls (γ_c)	1.5	
Coefficiente per carichi di lunga durata (α)	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione (f_{cd})	188.13	[daN/cm²]
Resistenza di calcolo a trazione (f_{ctd})	14.7	[daN/cm²]
Tensione di aderenza (f_{bd})	33.06	[daN/cm²]
Modulo elastico istantaneo (E_c)	360000	[daN/cm²]
Rapporto di Poisson (ν)	0.2	
Modulo elastico a trazione (E_{ct})	180000	[daN/cm²]
Coefficente di omogenizzazione CLS teso (n')	0.5	

Classe di esposizione XC4/XD1 – condizioni aggressive – stato limite fessurazione: frequente $< w_2$; quasi permanente $< w_1$

5.1.2 *CALCESTRUZZO PER SOLETTA LC30/33*

(a vantaggio di sicurezza nel calcolo si è considerato un calcestruzzo di classe C25/30)

Resistenza caratteristica cubica (R_{ck})	330	[daN/cm²]
Resistenza caratteristica a compressione (f_{ck})	273,90	[daN/cm²]
Resistenza media a trazione (f_{ctm})	27,70	[daN/cm²]
Resistenza media a trazione (per flessione) (f_{cfm})	33,24	[daN/cm²]
Resistenza caratteristica a trazione (f_{ctk})	19,39	[daN/cm²]
Fattore di sicurezza parziale del cls (γ_c)	1,5	
Coefficiente per carichi di lunga durata (α)	0,85	
Resistenza di calcolo a compressione (f_{cd})	155,21	[daN/cm²]
Resistenza di calcolo a trazione (f_{ctd})	12,9	[daN/cm²]
Tensione di aderenza (f_{bd})	29,08	[daN/cm²]
Modulo elastico istantaneo (E_c)	326986	[daN/cm²]
Rapporto di Poisson (ν)	0,2	
Modulo elastico a trazione (E_{ct})	163493	[daN/cm²]
Coefficente di omogenizzazione CLS teso (n')	0,5	
Peso specifico	20	[kN/m²]

Classe di esposizione XC2 – condizioni ordinarie – stato limite fessurazione: frequente $< w_3$; quasi permanente $< w_2$

5.1.3 *ACCIAIO DA CEMENTO ARMATO B450C*

Acciaio:	B450C	
Tensione caratteristica di snervamento (f_{yk})	4500	[daN/cm²]
Fattore di sicurezza parziale (γ_s)	1.15	
Resistenza di calcolo (f_{yd})	3913	[daN/cm²]
Modulo Elastico (E_s)	2060000	[daN/cm²]

5.1.4 *ACCIAIO PASSERELLA E MICROPALI DEL TIPO S 355 (SP. NON SUPERIORE A 40MM)*

Tensione caratteristica di rottura (f_{tk})	5100	aN/cm²]
Tensione caratteristica di snervamento (f_{yk})	3550	aN/cm²]
Fattore di sicurezza parziale (γ_{M0}) - per sezioni di classe 1-2-3-4	1.05	
Fattore di sicurezza parziale (γ_{M1}) - per istabilità membrature	1.05	
Fattore di sicurezza parziale (γ_{M1}) - per istabilità membrature di ponti stradali e ferroviari	1.10	
Fattore di sicurezza parziale (γ_{M2}) - nei riguardi della frattura delle sezioni tese (indebolite dai f	1.25	
Resistenza di calcolo (f_{yd}) - per sezioni di classe 1-2-3-4	3381	aN/cm²]
Resistenza di calcolo (f_{yd}) - per istabilità membrature	3381	aN/cm²]
Resistenza di calcolo (f_{yd}) - per istabilità membrature di ponti stradali e ferroviari	3227	aN/cm²]
Resistenza di calcolo (f_{yd}) - nei riguardi della frattura delle sezioni tese (indebolite dai fori)	2840	aN/cm²]
Modulo Elastico (E_s)	2100000	aN/cm²]
Modulo Elastico Tasversale (G_s)	807692	aN/cm²]

6 PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

In questa fase preliminare per quanto riguarda la caratterizzazione geotecnica del terreno si fa riferimento alla Relazione geologica del Dott. Geol. Maurizio Negri. Il modello geotecnico del sottosuolo dell'area d'indagine è il seguente:

Terreno "tipo 1" – sabbie e limi con termini intermedi — da 44,00 a 36,00 m slm

$\gamma = 18$ kN/m^3
Cu = 7,4 kN/m^2
$\phi = 34°$

Terreno "tipo 2" – ghiaia sabbiosa/limosa e sabbia con ghiaia — da 36,00 a 30,00 m slm

$\gamma = 19$ kN/m^3
$\phi = 40°$ (*)

Terreno "tipo 3" – argilla limosa con livelli sabbiosi — da 30,00 a 26,00 m slm

$\gamma = 20$ kN/m^3
Cu = 33,6 kN/m^2
$\phi = 25°$

Terreno "tipo 4" – argilla limosa — da 26,00 m slm in poi

$\gamma = 19$ kN/m^3
$\phi = 40°$ (*)

(*) valori derivati da correlazioni

Quota falda: 36 m slm.

7 VERIFICHE PASSERELLA

7.1 VERIFICA TRAVI PRINCIPALI

Le verifiche strutturali delle travi d'impalcato sono state condotte utilizzando il software per il calcolo di sezioni in acciaio e miste acciaio-calcestruzzo per impalcati da ponte "Ponti EC4" sviluppato da Alhambra srl di Terni, di cui nella seguente immagine è indicata una breve descrizione.

#+Descrizione generale

Il software ***Ponti EC4***, sviluppato in linguaggio Visual Basic dot Net e completamente integrato in ambiente Windows, consente di espletare le principali verifiche a Stato limite ultimo, di Esercizio e Fatica, contemporaneamente per più sezioni miste.

L'input dei dati geometrici è gestito per "conci", ognuno dei quali può contenere un qualsiasi numero di sezioni, aventi in comune tutti i dati geometrici, ed organizzate in una struttura ad albero per un migliore accesso ai dati.

Le proprietà dei materiali sono definite in una maschera di input, completa di archivi di normativa e di sottomaschere che guidano l'utente nella scelta dei dati principali. La deformazione impressa di ritiro ed i coefficienti di fluage per il calcolo delle proprietà del calcestruzzo a lungo termine sono calcolati automaticamente.

Le caratteristiche di sollecitazione, organizzate per fasi costruttive, sono inserite in tabelle di input, anche mediante copia/incolla da Excel o altro foglio elettronico. Per ogni Combinazione di progetto si prevede l'input di 4 set di sollecitazioni, in cui si massimizzano e minimizzano rispettivamente gli effetti della flessione e del taglio.

I risultati delle elaborazioni di Ponti EC4 sono direttamente disponibili in un form multi-pagina di output; inoltre è possibile redigere delle schede di verifica in formato Word, contenenti tutti i dati di input ed output, nonché i riferimenti normativi.

7.1.1 CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE TRASVERSALE

Le NTC 2008 introducono il concetto di "classe di sezione", che viene utilizzato per definire la resistenza ultima nei confronti delle sollecitazioni di flessione e compressione delle sezioni di acciaio strutturale. Le sezioni trasversali sono classificate su una scala da 1 a 4 in funzione della snellezza dei diversi pannelli compressi che la compongono (espressa in termini di rapporto larghezza/spessore c/t), del valore della tensione di snervamento ed della distribuzione delle tensioni allo SLU interna alla sezione stessa:

classe 1: sezione trasversale che può raggiungere la sua resistenza plastica senza instabilità locali e che ha un comportamento plastico sufficiente per la formazione di una cerniera plastica, con capacità di rotazione necessaria per eseguire un'analisi globale plastica della struttura;
classe 2: sezione trasversale che può raggiungere la sua resistenza plastica senza instabilità locali e che può formare una cerniera plastica con una capacità di rotazione limitata;
classe 3: sezione trasversale che può raggiungere la sua resistenza elastica (le tensioni nelle fibre estreme possono attingere al limite di snervamento), ma non la resistenza plastica per gli effetti dell'instabilità locale;
classe 4: sezioni trasversali per le quali è necessario mettere esplicitamente in conto gli effetti dell'instabilità locale nella determinazione della resistenza elastica.

Per classificare un elemento interno (vale a dire un elemento con i bordi opposti collegati a due elementi ortogonali) (esempio anima della trave ad I) o per classificare un elemento sporgente in compressione (vale a dire un elemento collegato ad un solo bordo) (esempio la parte a sbalzo della flangia di una trave a I) si utilizzano le tabelle definite al paragrafo 4.2.3.1 di NTC 2018.
È possibile che una sezione trasversale con anima in classe 3 e flange in classe classe 1 o 2, venga riclassificata in classe 2 equivalente come definito in EN 1993-2.

7.1.2 *RESISTENZA ALLA FLESSIONE*

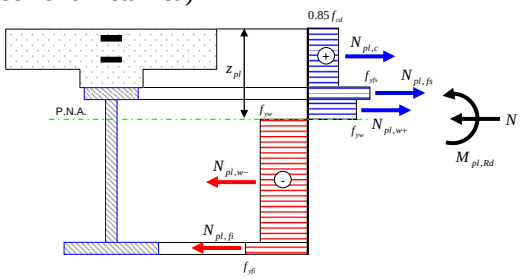
La sezioni in classe 1 o 2 possono essere verificate utilizzando sia la loro resistenza a flessione plastica che elastica. Le sezioni di classe 3 possono attingere alla sola resistenza elastica, o eventualmente essere riclassificate in classe 2 equivalente e poi verificate con la resistenza a flessione plastica. Le sezioni in classe 4 attingono alla sola resistenza elastica, ma utilizzando la sola sezione trasversale efficace, ridotta per tener conto dell'instabilità. Tutti i metodi di verifica sono basati sulle ipotesi di conservazione delle sezioni piane .

7.1.2.1 *RESISTENZA PLASTICA ALLA FLESSIONE*

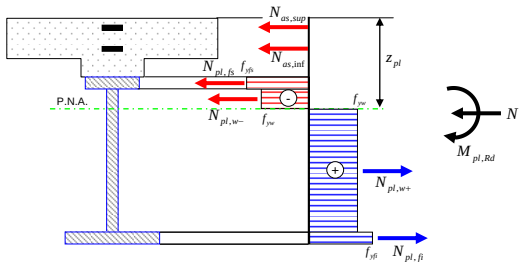
La posizione dell'asse neutro plastico (PNA), nonché la resistenza plastica a flessione $M_{pl,Rd}$ sono calcolate utilizzando i seguenti valori delle tensioni di calcolo per i materiali:

acciaio strutturale (trazione o compressione)	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{M0}$	con γ_{M0} =1.05
barre di armature in soletta	$f_{sd} = f_{sk}/\gamma_S$	con γ_S =1.15
calcestruzzo (compressione)	0.85 fcd = 0.85 fck/γC	con γ_C=1.5

Le figure seguenti illustrano in generale la distribuzione plastica delle risultanti di tensione per una trave ad I nelle zone soggette a una flessione positiva MEd ≥ 0 e una flessione negativa MEd<0 (nei casi in cui l'asse neutro plastico taglia la sezione metallica)



Mpl,Rd positivo



Mpl,Rd negativo

in cui

N	forza di compressione/trazione esterna
Npl,c	resistenza plastica della soletta di calcestruzzo compressa;
Npl,fs	resistenza plastica della flangia superiore;
Npl,w+	resistenza plastica della parte compressa di anima;
Npl,fi	resistenza plastica della flangia inferiore;
Npl,w-	resistenza plastica della parte tesa di anima
Mpl,Rd	momento resistente plastico
Nas,sup	resistenza plastica delle armature superiori della soletta;
Nas,inf	resistenza plastica delle armature inferiori della soletta;

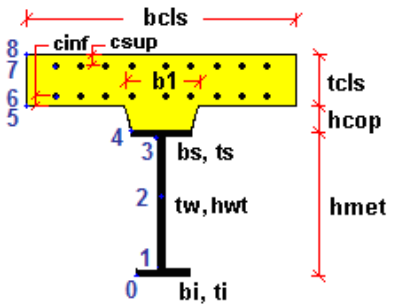
7.1.2.2 *RESISTENZA ELASTICA ALLA FLESSIONE*

Nel caso in cui la resistenza è valutata in campo elastico si utilizzano le seguenti tensioni di calcolo per i materiali:

acciaio strutturale (trazione o compressione)	fyd = fyk / γ_{M0}	con γ_{M0} =1,05
barre di armature in soletta	fsd = fsk/γ_S	con γs =1,15
calcestruzzo (compressione)	0.85 fcd = 0.85 fck/γ_C	con γ_C =1,5

La verifica è soddisfatta se risulta $\eta_1 \leq 1{,}0$ nelle fibre estreme della sezione, con η_1 valore adimensionalizzato delle tensioni definito nell'eurocodice EN1993-1-5. Per le sezioni di classe 4 si tiene conto degli effetti dell'instabilità locale nella definizione delle proprietà efficaci della sezione trasversale, secondo le indicazioni dell'EN 1993-1-5.

I valori delle tensioni riportate nelle tabelle che seguono fanno riferimento alle fibre caratteristiche numerate come nella figura a fianco.



7.1.3 *RESISTENZA A TAGLIO*

La resistenza di progetto a taglio è valutata con: $V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}$

dove $V_{bw,Rd}$ resistenza a taglio dell'anima e $V_{bf,Rd}$ resistenza a taglio delle flange. La verifica a taglio è in questa relazione di calcolo posta in forma adimensionale come rapporto tra le azioni sollecitanti e la capacità resistente secondo la seguente formulazione

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1{,}0$$

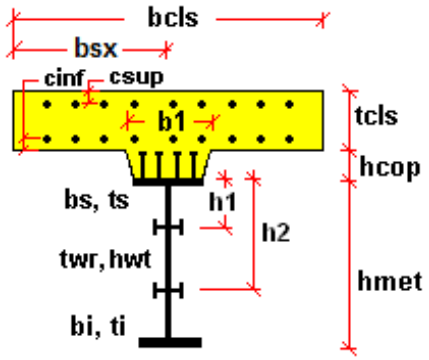
7.1.4 *INTERAZIONE TAGLIO-MOMENTO FLETTENTE*

Quando V_{Ed} è maggiore della metà di $V_{b,Rd}$ è necessario ridurre la resistenza a flessione della sezione trasversale. La riduzione da prendere in considerazione dipende dalla sezione trasversale, nel caso di sezioni di classe 1 o 2 secondo le indicazioni di EN 1994-2 oppure per sezioni di classe 3 o 4, secondo le indicazioni dell'eurocodice EN1993-1-5.

7.1.5 *RIEPILOGO GEOMETRIA TRAVI*

Si riporta di seguito il riepilogo dei dati geometrici delle sezioni di verifica introdotte nel modello di calcolo.

Sections	X (m)	hs (mm)	bsup (mm)	tsup (mm)	hw (mm)	tw (mm)	binf (mm)	tinf (mm)	tcls (mm)	hcop (mm)	beff (mm)	Fisup (mm)	pbsup (mm)	csup (mm)	Fiinf (mm)	pbinf (mm)	cinf (mm)	d pioli (mm)	h pioli (mm)	n pioli (/m)
C1_S1	0,000	1 250	350	25	1 200	12	400	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C1_S2	6,500	1 250	350	25	1 200	12	400	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C2_S1	6,500	1 250	350	25	1 200	12	400	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C2_S2	13,000	1 250	350	25	1 200	12	400	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C3_S1	13,000	1 250	350	25	1 200	12	400	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C3_S2	19,500	1 250	350	25	1 200	12	400	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C4_S1	19,500	1 250	350	25	1 200	12	400	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C4_S2	26,000	1 250	350	25	1 200	12	400	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



7.1.6 *VERIFICHE AGLI SLU PER FLESSIONE, TAGLIO E INTERAZIONE TAGLIO-MOMENTO*

Nel seguito le verifiche di resistenza per flessione, taglio e di interazione flessione-taglio sono riportate in maniera sintetica, relativamente all'inviluppo delle combinazioni di carico precedentemente individuate.

- verifica di resistenza a flessione fatta attingendo al valore elastico Mel,Rd e diagrammata in termini adimensionali

$$\eta_{1_elastico} = \frac{M_{Ed}}{M_{el,Rd}} \leq 1{,}0$$

l'interazione taglio momento è eseguita seguendo le indicazioni dell'eurocodice EN1993-1-5.

- Verifica di resistenza al taglio valutata come $V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}$ e diagrammata in termini adimensionali

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1{,}0$$

7.1.7 *VERIFICHE "A RESPIRO" DELLE ANIME (SLE)*

Le verifiche a respiro sono condotte con riferimento alla norma EN 1993-2: 2006 relativa al progetto dei ponti in acciaio.
La snellezza dell'anima deve essere limitata per evitare fenomeni di "respiro" ovvero deformazioni laterali fuori dal piano che possono arrecare danneggiamenti per fatica, nella zona di collegamento fra anima e piattabande.
La verifica "a respiro" risulta soddisfatta se:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_\sigma \cdot \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1{,}1 \cdot \tau_{x,Ed,ser}}{k_\tau \cdot \sigma_E}\right)^2} \le 1{,}1$$

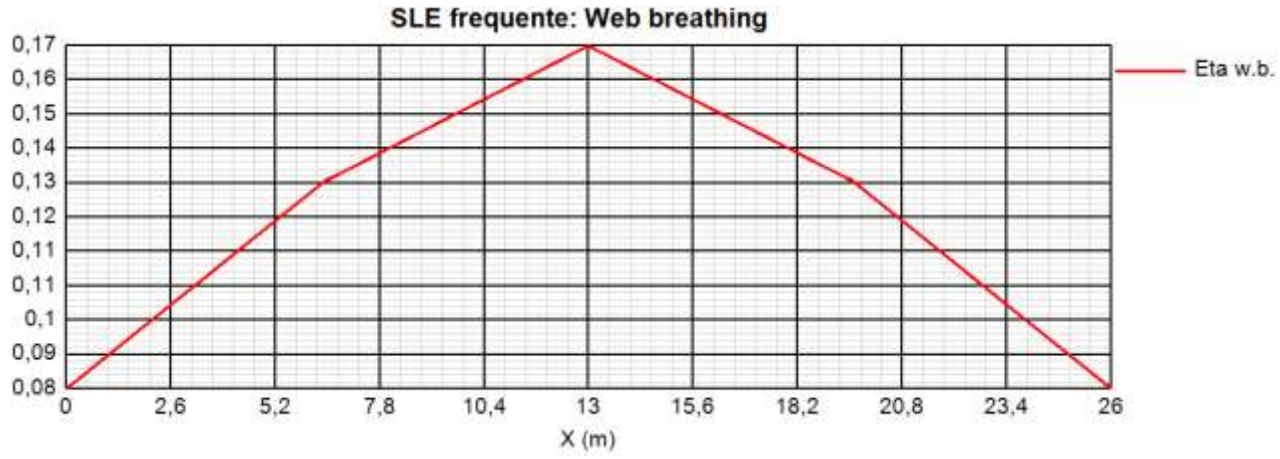
dove:

$\sigma_{x,Ed,ser}$ e $\tau_{x,Ed,ser}$ sono le tensioni calcolate per le combinazioni di carico frequente;

k_σ e k_τ sono i coefficienti di imbozzamento in campo elastico;

$$\sigma_E = 190000 \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2$$

"b"e "t" sono, rispettivamente, altezza e spessore del pannello d'anima.



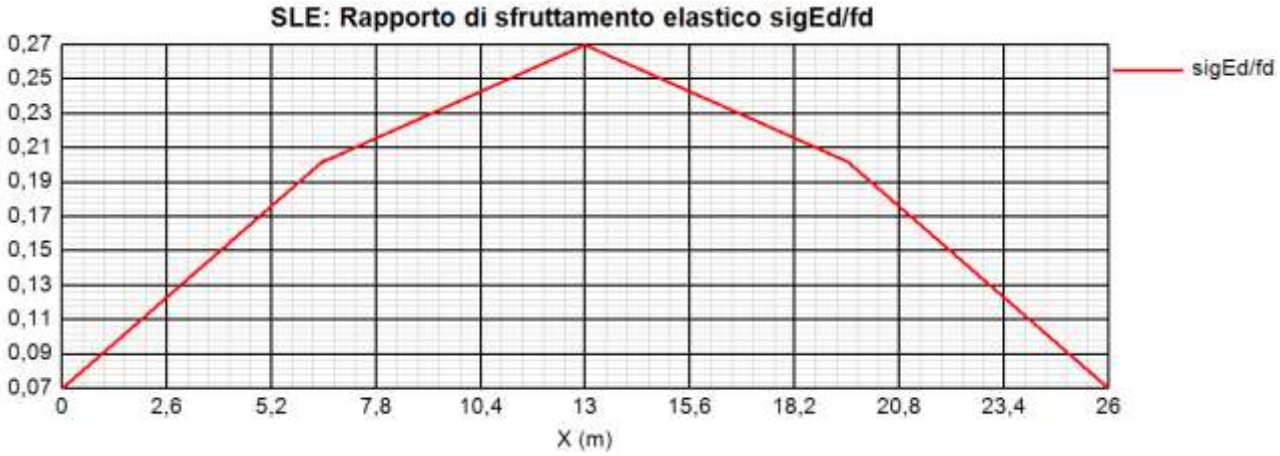
7.1.8 *LIMITAZIONE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO*

Le verifiche sono state effettuate, a partire dalle sollecitazioni determinate nella combinazione caratteristica (rara), controllando che nelle fibre della trave metallica risultino soddisfatte le seguenti disuguaglianze:

$$\frac{\sigma_{Ed,ser}}{f_{yk}/\gamma_{M,ser}} \le 1 \qquad \frac{\tau_{Ed,ser}}{f_{yk}/(\sqrt{3}\cdot\gamma_{M,ser})} \le 1 \qquad \frac{\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2}}{f_{yk}/\gamma_{M,ser}} \le 1$$

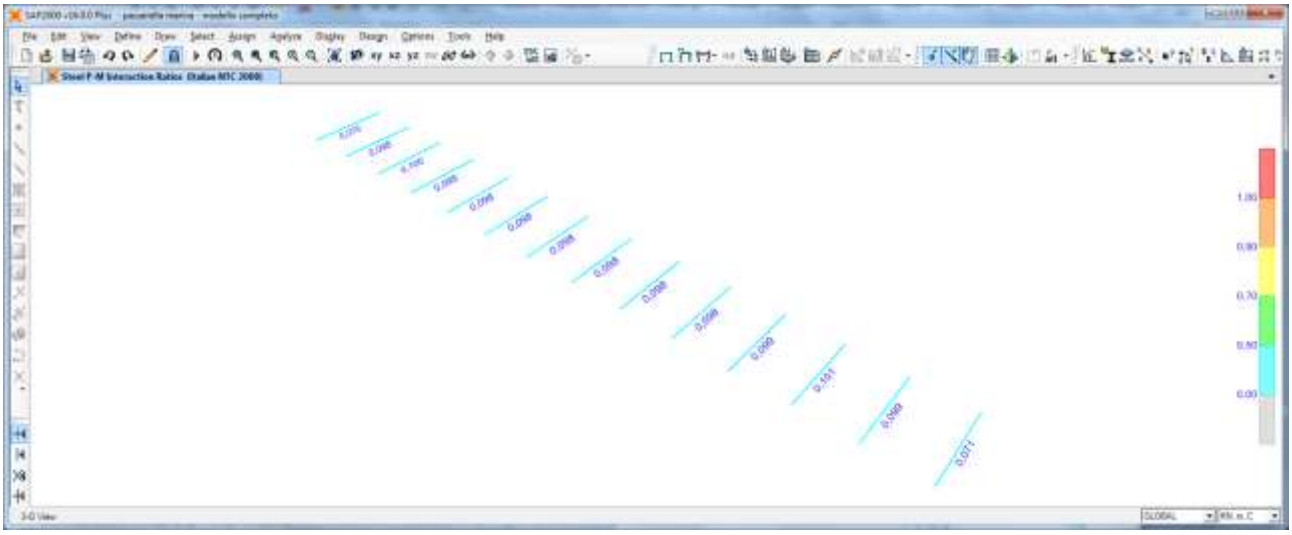
Il coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{M,ser}$ è stato assunto come raccomandato in EN 1993-2:2006 (EC3-2) pari a 1.

Le tensioni di progetto sono state determinate considerando la sezione composta formata dalla trave metallica e dalla soletta collaborante in c.a..



7.2 *VERIFICHE TRAVERSI*

Si riportano le verifiche di resistenza e stabilità dei traversi costituiti da profili HE 200 B. Le verifiche sono condotte in modo automatico tramite il software SAP2000 secondo l'eurocodice EC3.



Steel Stress Check Data Italian NTC 2008

File

Units: KN, m, C

Aeff=0,000	eNy=0,000	eNz=0,000			
A=0,008	Iyy=5,696E-05	iyy=0,085	Wel,yy=5,696E-04	Weff,yy=5,696E-04	
It=0,000	Izz=2,003E-05	izz=0,051	Wel,zz=2,003E-04	Weff,zz=2,003E-04	
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,200	Wpl,yy=6,430E-04	Av,z=0,006	
E=210000000,0	fy=355000,000	fu=510000,000	Wpl,zz=3,060E-04	Av,y=0,002	

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
2,900	0,095	4,995	-0,032	11,585	-0,558	-0,024

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing	Total		N		MMajor		MMinor	Ratio	Status
Equation	Ratio	=	Ratio	+	Ratio	+	Ratio	Limit	Check
6.3.3(4)-6.62	0,101	=	0,000	+	0,099	+	0,002	0,950	OK

BASIC FACTORS

Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/i
Major (y-y)	1,000	1,000	37,471
Major Braced	1,000	1,000	37,471
Minor (z-z)	1,000	1,000	63,188
Minor Braced	1,000	1,000	63,188
LTB	1,000	1,000	63,188

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity
Axial	0,095	2640,524	2640,524

Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
2640,524	2867,832	8410,289	8410,289	1,000

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0,340	11528,932	0,490	0,670	0,888	2345,962
Major8(y-y)	b	0,340	11528,932	0,490	0,670	0,888	2345,962
Minor (z-z)	c	0,490	4054,152	0,827	0,996	0,645	1703,745
Minor8(z-z)	c	0,490	4054,152	0,827	0,996	0,645	1703,745
Torsional TF	c	0,490	8410,289	0,574	0,757	0,801	2113,981

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	4,995	19,284	217,395	217,395	217,395	194,933
Minor (z-z)	-0,032	-0,174	103,457	103,457	103,457	

	Section	Flange	Web	Epsilon	Alpha	Psi
Compactness	Class 1	Class 1	Class 1	0,814	0,500	-1,000

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	0,582	0,709	0,897	1,162	673,822

Factors Cmy	Cmz	CmLT	kyy	kyz	kzy	kzz
1,000	1,000	1,000	1,000	0,600	1,000	1,000

7.3 *VERIFICA IMPALCATO*

L'impalcato della passerella è realizzato con una lamiera grecata h=55mm sp.8/10 e getto di completamento armato superiormente con rete e.s. Ø8/10x10 e inferiormente con 1+1 Ø12/15, per uno spessore complessivo di 120mm.

7.3.1 *VERIFICA LAMIERA GRECATA IN FASE DI GETTO*

Si riporta la verifica della lamiera grecata in fase di getto. Il carico agente è costituito dal peso della soletta (2,50 kN/m²) e da un sovraccarico accidentale assunto pari a 0,75 kN/m². In combinazione ultima il carico massimo agente è pari a:

$$q_{SLU} = 1{,}3 \times 2{,}50 \text{ kN/m}^2 + 1{,}5 \times 0{,}75 \text{ kN/m}^2 = 4{,}38 \text{ kN/m}^2$$

Dalle tabelle riportate di seguito, considerando la struttura in semplice appoggio, si ricava che, per una luce massima di 200cm, il sovraccarico sostenibile vale: 5,28 kN/m²

CARICO MASSIMO UNIFORMEMENTE DISTRIBUITO IN kg/m² LG 55/600-750

SPESSORE mm		INTERASSE m																
		1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00
	0,6	1433	914	633	463	352	266 277	192 223	183 142	108 152	83 128	65 110	51 94	41 82	33 72	26 63	21 56	17 50
	0,7	1776	1133	784	573	436	324 345	233 276	173 226	131 188	101 159	79 136	62 117	49 102	40 89	32 78	25 69	20 61
	0,8	2142	1367	946	693	528	385 415	278 334	206 275	157 229	121 194	95 166	75 143	60 124	49 109	39 96	32 85	26 76
	1,0	2929	1871	1295	948	730 729	509 569	368 459	273 377	208 315	161 266	126 228	101 197	81 172	65 151	53 133	43 116	36 100
	1,25	3990	2548	1765	1293	955 986	666 776	482 626	358 515	272 430	211 364	166 312	132 270	106 235	86 207	70 183	57 163	47 145
	0,6	1794	1145	793	580	442	348	280	230	185 192	144 163	114 139	91 120	73 105	60 92	49 81	41 72	34 64
	0,7	2224	1420	984	721	550	433	349	287	227 240	177 203	140 174	112 151	91 132	75 116	62 102	51 91	43 81
	0,8	2680	1711	1185	868	662	521	420	346 351	268 289	208 245	165 210	132 181	107 158	88 139	72 123	60 109	50 98
	1,0	3685	2341	1622	1189	907	714	576	464 474	354 397	276 336	219 288	176 249	143 218	117 192	97 170	80 151	67 135
	1,25	4991	3189	2210	1620	1237	974	786	607 647	464 541	362 459	287 394	230 341	187 298	153 262	127 232	106 207	88 185

I valori in rosso non prevedono limitazioni di freccia.

7.3.2 *VERIFICA SOLETTA*

Si riporta di seguito la verifica del piano di calpestio della passerella eseguito, a vantaggio di sicurezza, trascurando la lamiera grecata e considerando la sola sezione in c.a.

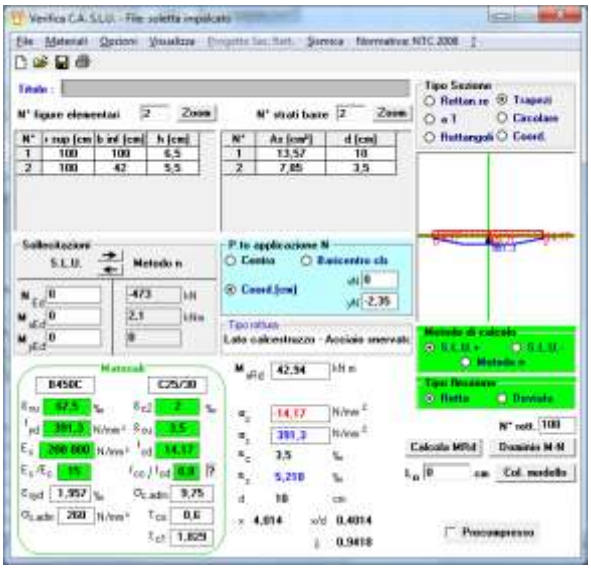
soletta	0,1	25	2,5	kN/m^2
lamiera	-	-	0,15	kN/m^2
massetto	0,06	18	1,08	kN/m^2
pavimentazione	-	-	0,3	kN/m^2
		G1+G2	4,03	kN/m
accidentale	folla	Q	5	kN/m

luce di calcolo	2	m
Q_{SLU}	13,55	kN/m
Q_{SLEr}	9,03	kN/m
Q_{SLEf}	7,78	kN/m
Q_{SLEqp}	4,03	kN/m

M_{SLU}	6,8	kNm
T_{SLU}	13,5	kN
M_{SLEr}	4,5	kNm
M_{SLEf}	3,9	kNm
M_{SLEqp}	2,0	kNm

7.3.2.1 *VERIFICA A FLESSIONE*

Il momento massimo sollecitante precedentemente determinato risulta inferiore al valore resistente riportato nell'immagine seguente.



7.3.2.2 *VERIFICA A TAGLIO*

Si riporta, a favore di sicurezza, la verifica della sezione di dimensioni 100cm x 6.5cm (parte superiore del getto di completamento) non armata a taglio.

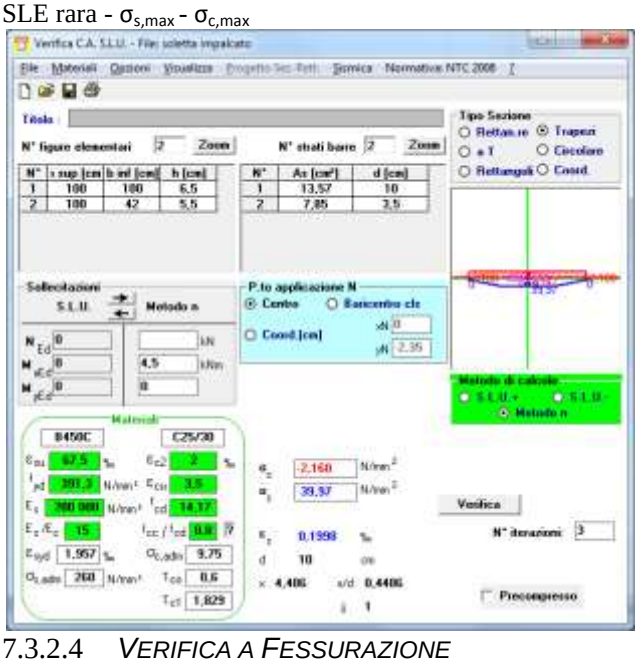
V	ρ	k	v_{min} (N/mm^2)	V_{Rd} (kN)	V_{Ed} (kN)	verifica
	0.0316	2.00	0.49	26	13.5	**si**

7.3.2.3 *VERIFICA TENSIONI DI ESERCIZIO*

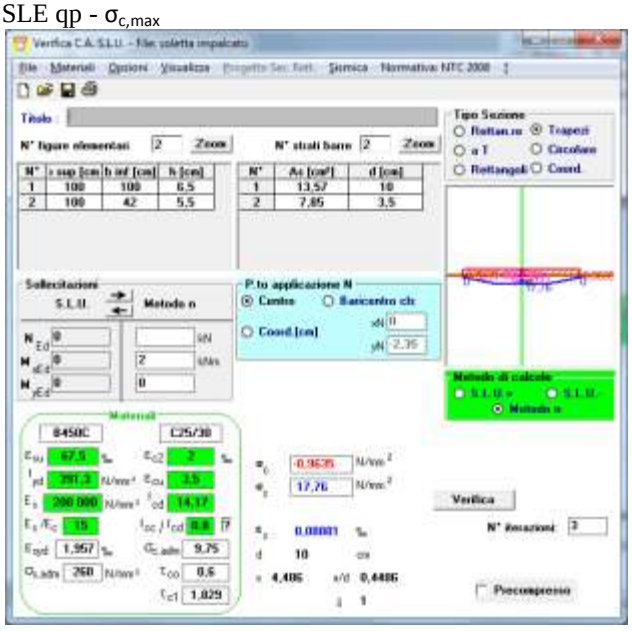
Si riportano di seguito le massime tensioni sollecitanti nella combinazione caratteristica e in quella quasi permanente da confrontare con i limiti posti in normativa di seguito elencati:

$\sigma_{s,rara} < 0{,}8*f_{yk} = 360$ Mpa
$\sigma_{c,rara} < 0{,}6*f_{ck} = 9{,}6$ Mpa
$\sigma_{c,qp} < 0{,}45*f_{ck} = 7{,}2$ Mpa

SLE rara - $\sigma_{s,max}$ - $\sigma_{c,max}$



SLE qp - $\sigma_{c,max}$



7.3.2.4 *VERIFICA A FESSURAZIONE*

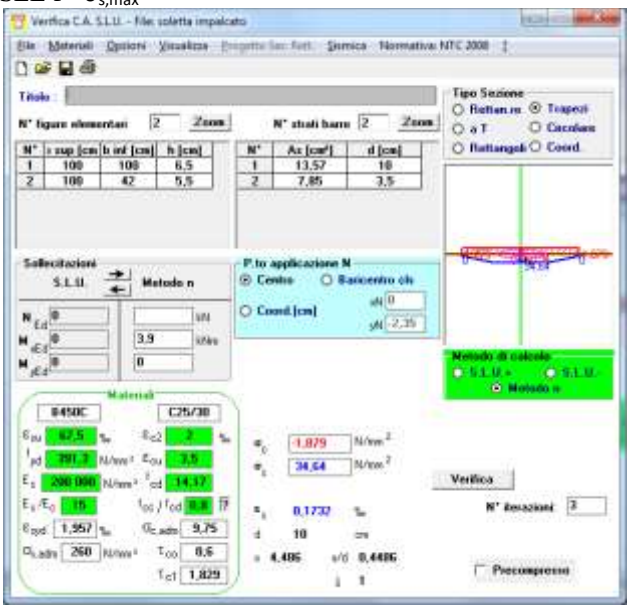
La verifica a fessurazione si compie, a vantaggio di sicurezza, tramite il metodo tabellare, maggiormente restrittivo rispetto al metodo diretto, verificando che le tensioni nelle armature siano inferiori ai limiti fissati in normativa e di seguito riportati

Φ12 $\sigma_{s,w3} < 320$ Mpa (SLE frequente)

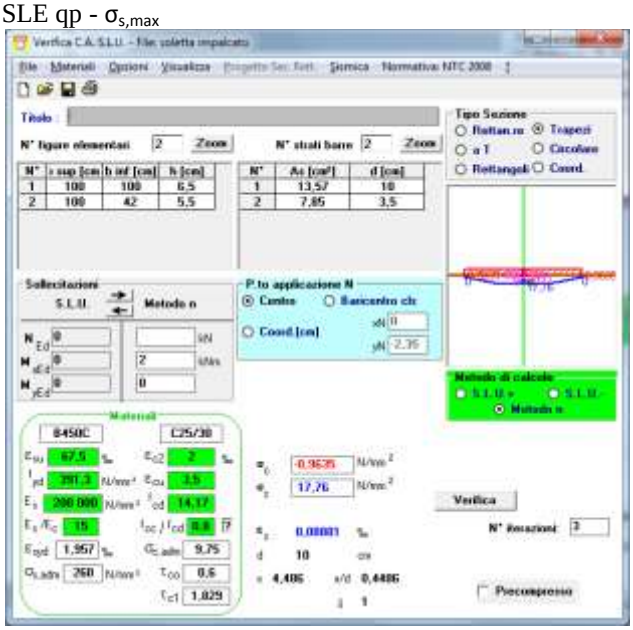
$\sigma_{s,w2} < 280$ Mpa (SLE quasi permanente)

Si riportano di seguito le massime tensioni sollecitanti in combinazione frequente e quasi permanente.

SLE f - $\sigma_{s,max}$

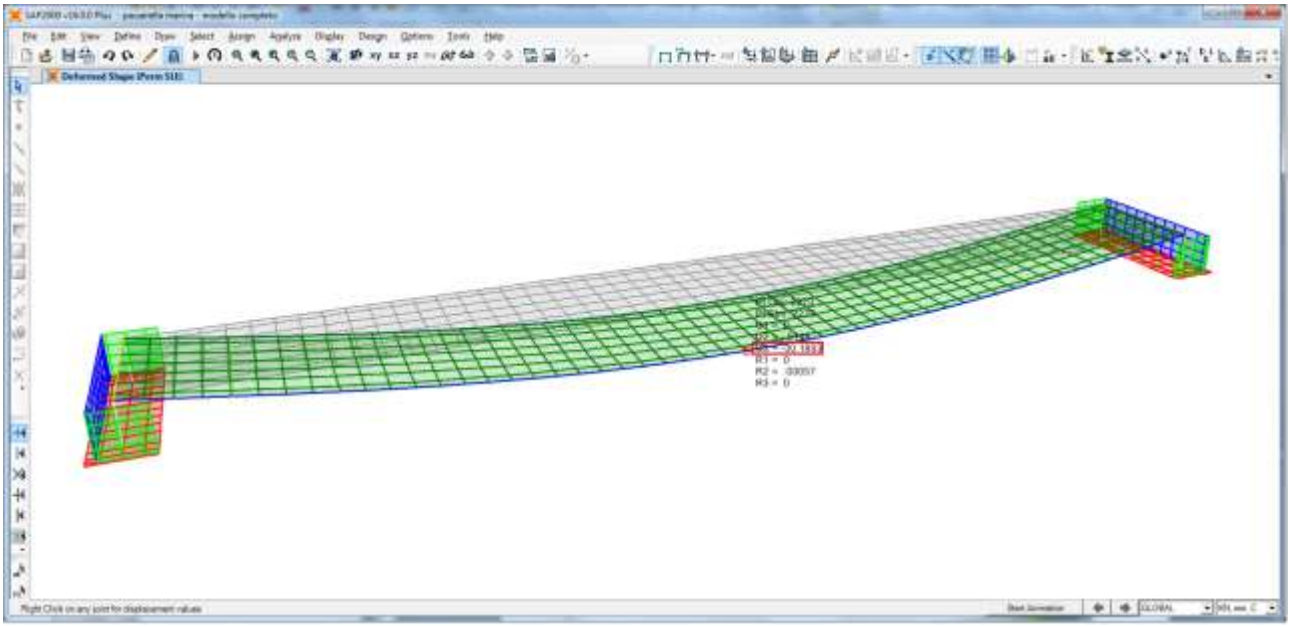


SLE qp - $\sigma_{s,max}$

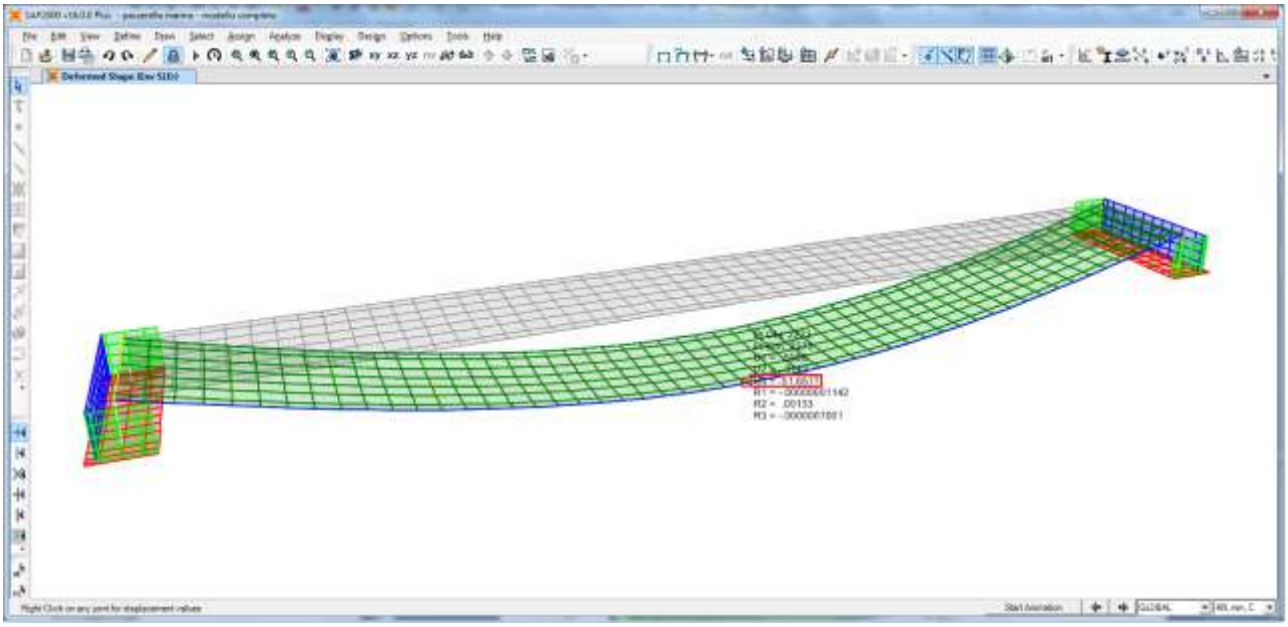


7.4 *VERIFICA DEFORMABILITÀ*

Il massimo spostamento verticale dell'impalcato dovuto ai carichi permanenti è circa pari a 30,2 mm (1/860 della luce). Tale valore risulta inferiore al limite di L/150.

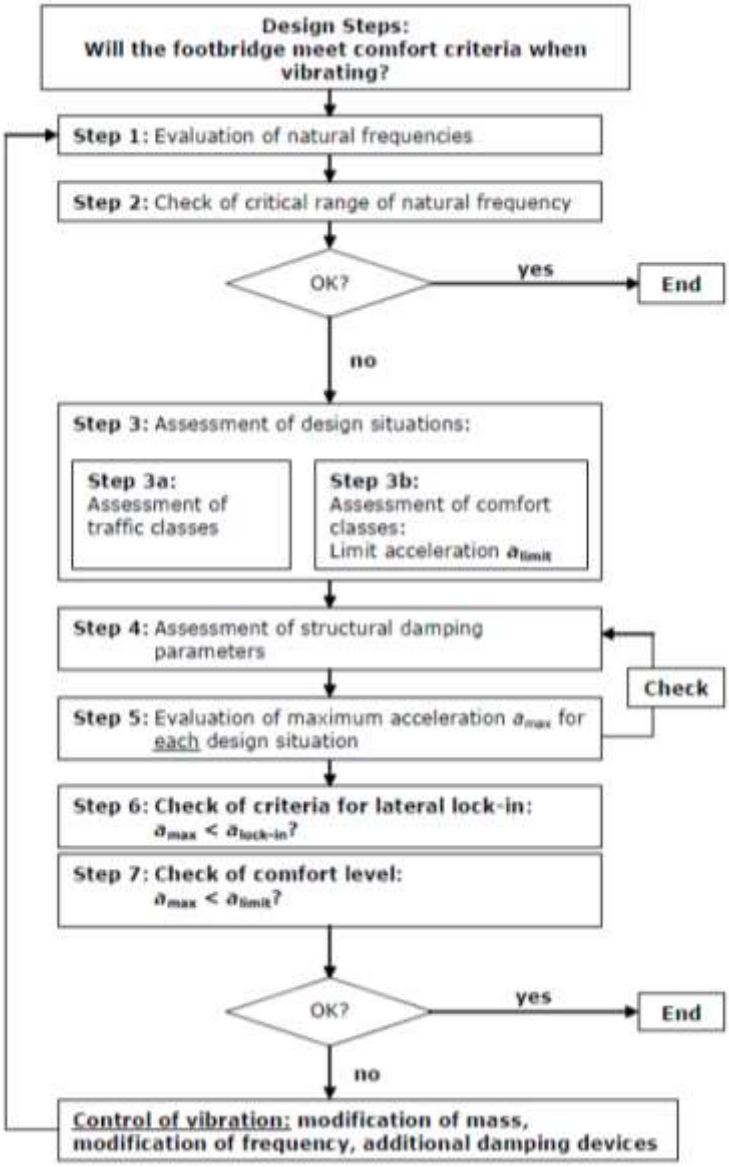


Il massimo spostamento verticale dell'impalcato dovuto ai carichi accidentali in combinazione rara è circa pari a 51,7 mm – 30,2 mm = 21,5 mm (1/1209 della luce). Tale valore risulta inferiore al limite di L/500.



7.5 *VERIFICA VIBRAZIONI*

Le vibrazioni nei ponti pedonali possono essere indotte da varie cause, quali, per esempio, vento o persone singole o in gruppo che camminano, corrono, saltano o danzano sul ponte.
Ai fini delle verifiche nei riguardi dello stato limite di vibrazione può essere necessario considerare appropriati modelli dinamici, che tengano conto del numero e della posizione delle persone simultaneamente presenti sul ponte e di fattori esterni, quale la localizzazione del ponte stesso, e definire opportuni criteri di comfort.
Visto che nella normativa vigente sono scarsi i riferimenti che si fanno per quanto riguarda il problema delle vibrazioni indotte da camminamento, si è fatto ricorso alla normativa europea, con precisione all' Eurocodice n.1 Parte 3 Carichi da Traffico sui ponti. Inoltre si è scelto di seguire delle indicazioni tecniche riportate dal JRC Scientific and Technical Reports "Design o Lightweight Footbridges for Human Induced Vibrations" (www.steelconstruct.com). Attraverso un quadro è possibile stabilire quali sono i passi da seguire per lo studio delle vibrazioni sul ponte.



Il primo step è quello di procedere alla progettazione del ponte, e di determinare le frequenze attraverso un'analisi dinamica del ponte scarico. Determinati i modi di vibrazione della struttura si sono confrontati con un range di valori stabiliti; se tali valori di vibrazioni rientrano nel range prestabilito è necessario procedere allo studio delle vibrazioni, se invece tale condizione non è verificata il problema si considera risolto.
Nel primo caso è necessario procedere alla definizione della classe di traffico e della classe di confort, con la prima condizione si determina la sicurezza strutturale dell'opera con la seconda si determina se il livello di confort prescelto è stato raggiunto dalla struttura.
Tali controlli si fanno sulle accelerazioni raggiunte sotto delle forzanti esterne che riproducono il camminamento della folla.

Se il livello di accelerazione risulta maggiori di quello previsto allora si può agire sulle struttura attraverso la massa, la frequenza, lo smorzamento strutturale oppure all'aggiunta di smorzatori, che permettono attraverso un procedimento iterativo la determinazione nuovamente delle frequenze, ripetendo nuovamente gli step da 1 a 7.
Questi interventi possono essere effettuati o singolarmente o insieme in modo da poter garantire il raggiungimento del livello di confort che è stato definito in fase di progettazione.
Nel caso si sono determinati i periodi e le frequenze naturali della struttura attraverso un'analisi dinamica.
Il range delle frequenze critiche, per cui l'azione del pedone può determinare delle deformazioni sulla passerella pedonale, sono di seguito riportati:

Vibrazioni verticali e longitudinali 1,25 Hz < fi < 2,30 Hz

Vibrazioni trasversali 0,50 Hz < fi < 1,20 Hz

Di seguito si mostrano i confronti tra gli intervalli critici indicati in precedenza e i primi 5 modi di vibrare della passerella, calcolati considerando i soli pesi propri:

Mode	freq [1/s]	Direzione	range [1/s]		check
1	3,59	verticale	1,25	2,30	ok
2	4,82	trasversale	0,50	1,20	ok
3	11,13	trasversale	0,50	1,20	ok
4	13,12	trasversale	0,50	1,20	ok
5	13,82	longitudinale	1,25	2,30	ok

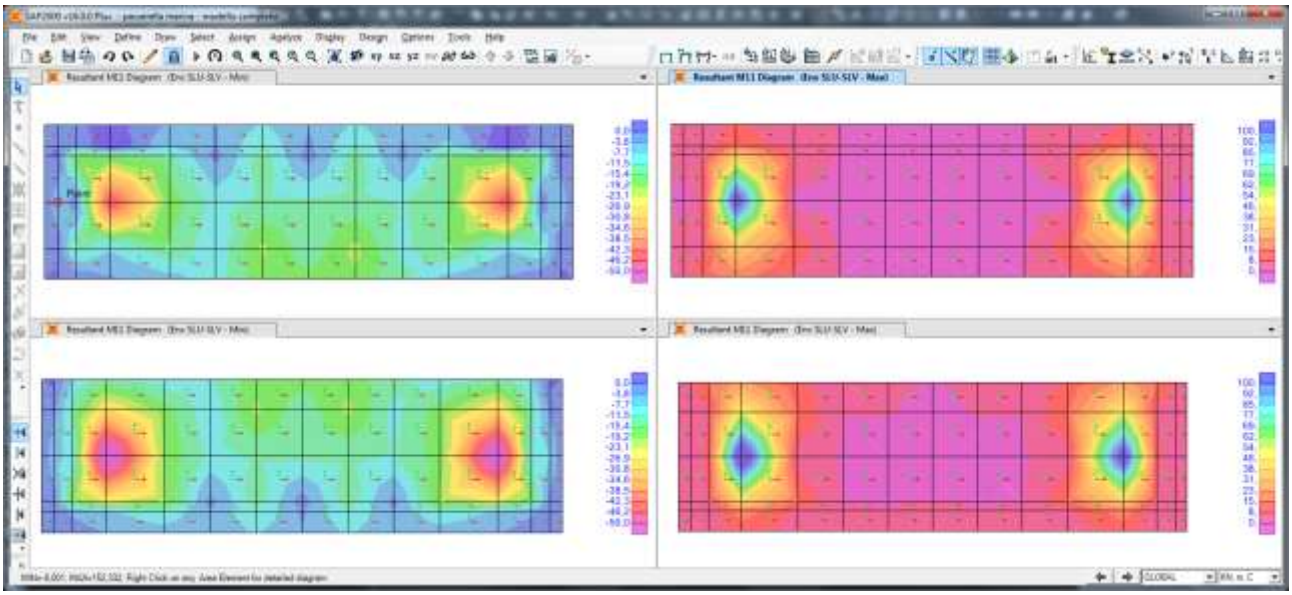
8 VERIFICA SOTTOSTRUTTURE

8.1 PLATEA SPALLE

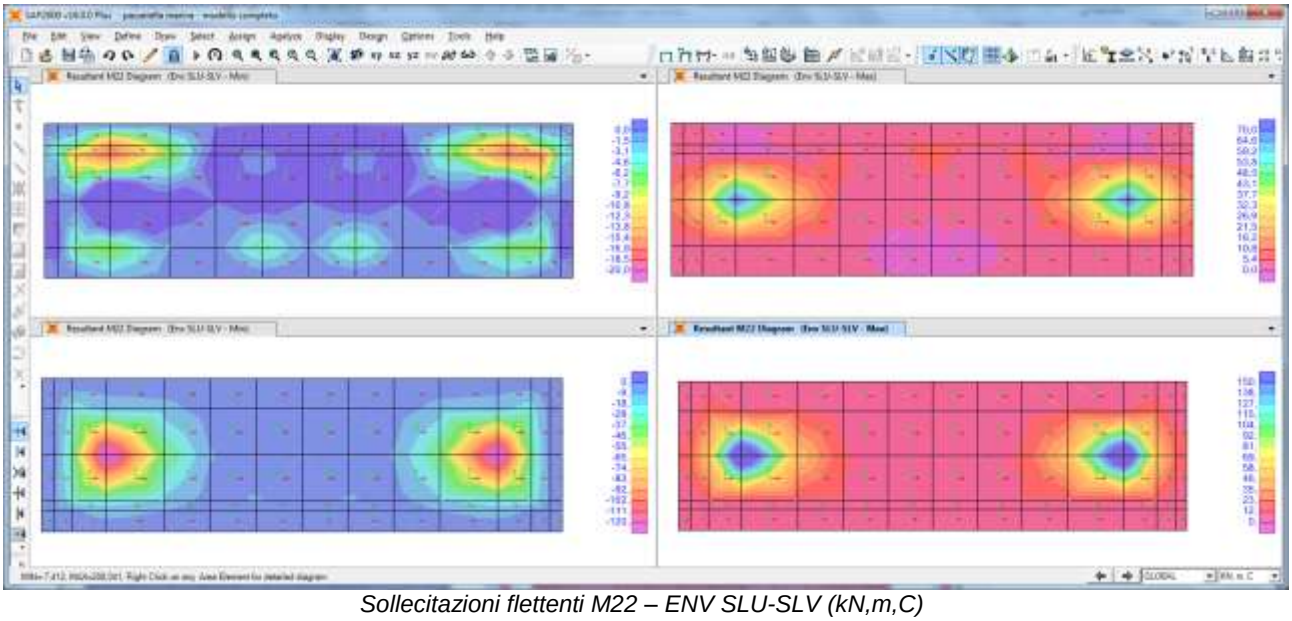
La verifica è stata eseguita determinando i momenti e i tagli resistenti della sezione di progetto di spessore pari a 40 cm.

8.1.1 SOLLECITAZIONI

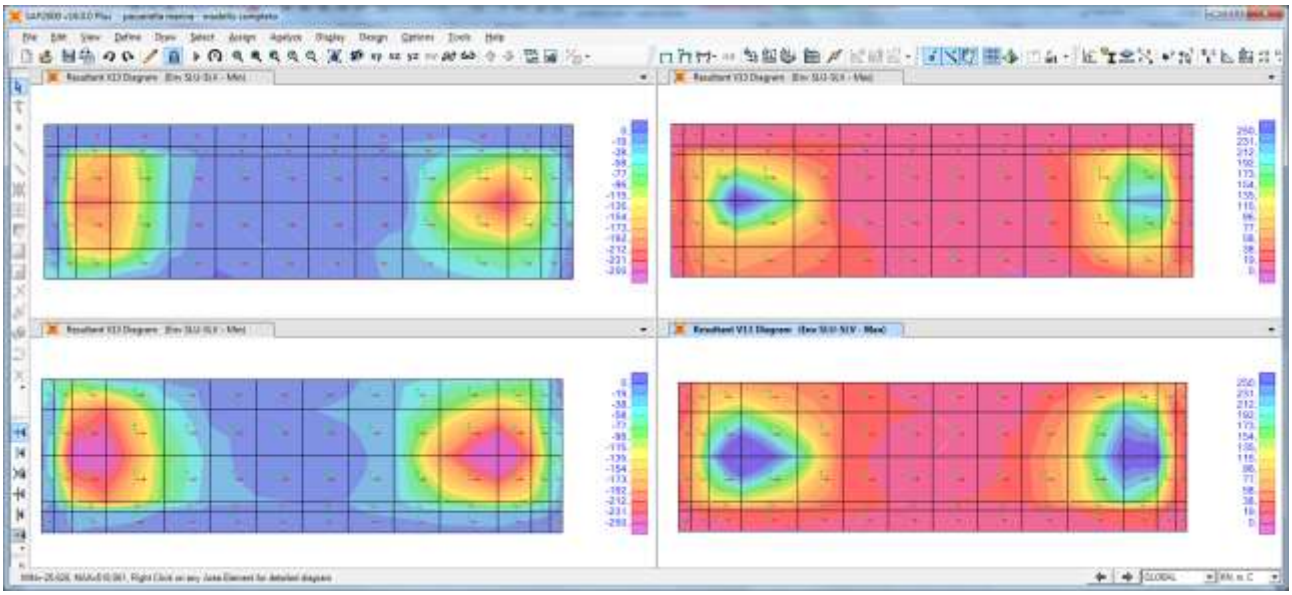
Si riportano i momenti e i tagli sollecitanti massimi, per unità di lunghezza, agenti nell'elemento strutturale considerando le combinazioni di carico ultime e d'esercizio. Gli effetti locali derivanti dalla modellazione non vengono, di fatto, considerati. Gli assi 1 e 2 degli shell con cui è stato modellato l'elemento, lungo cui vengono visualizzati i momenti e i tagli sollecitanti, sono disposti, rispettivamente, in direzione trasversale e longitudinale all'asse del ponte.



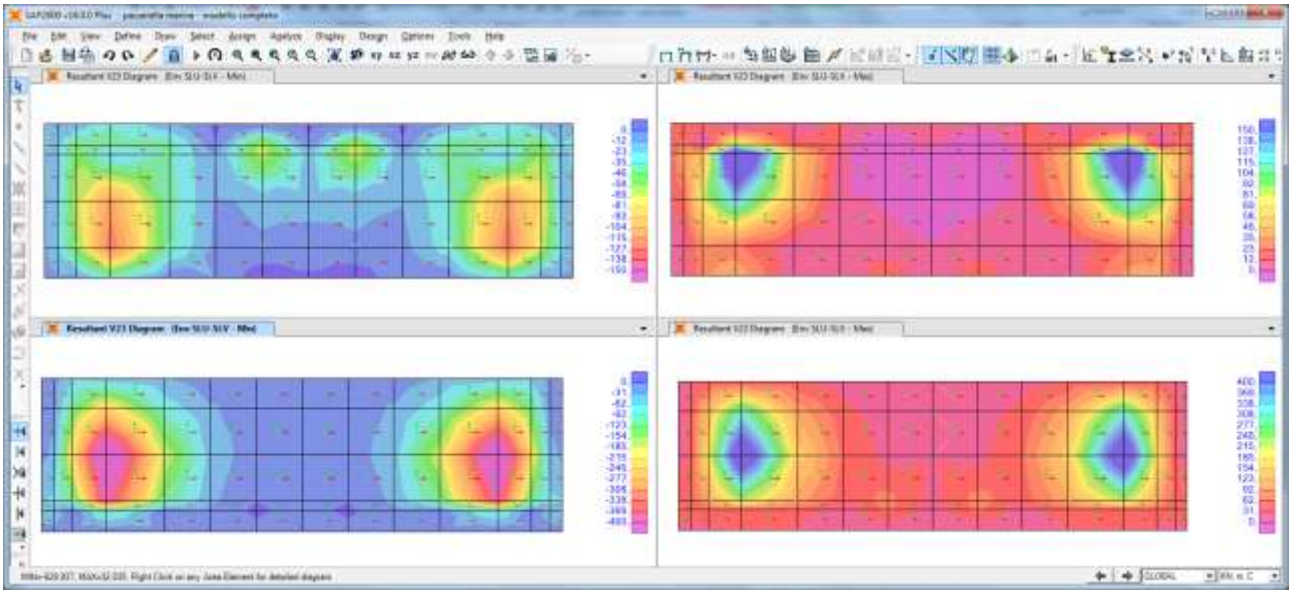
Sollecitazioni flettenti M11 – ENV SLU-SLV (kN,m,C)



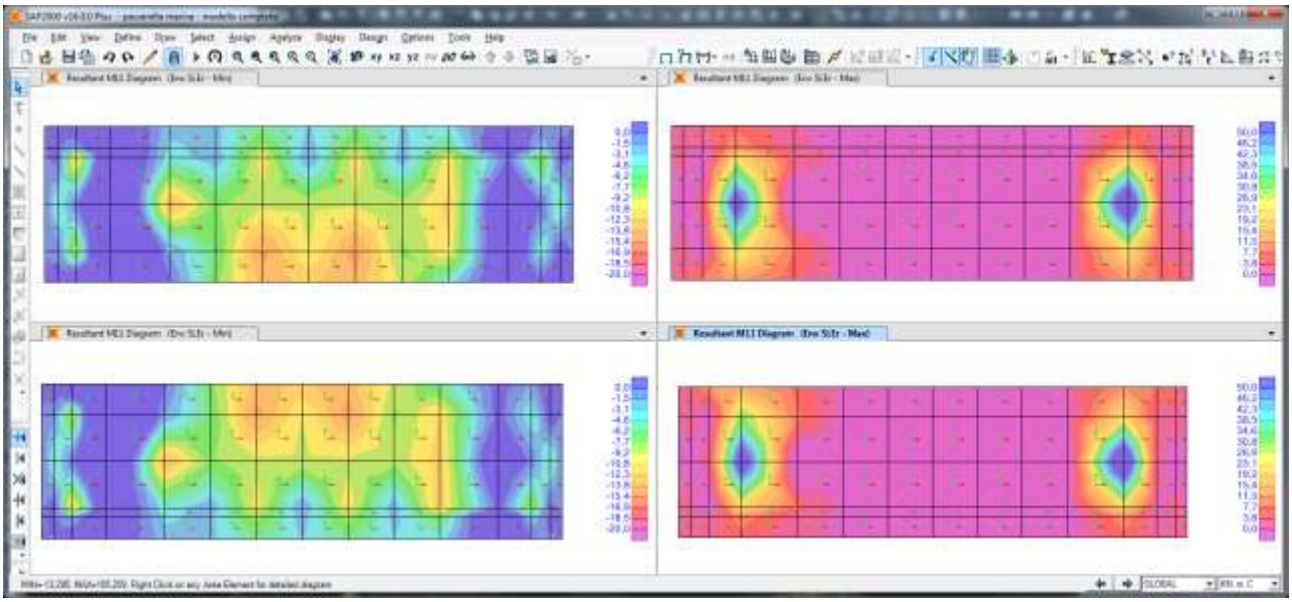
Sollecitazioni flettenti M22 – ENV SLU-SLV (kN,m,C)



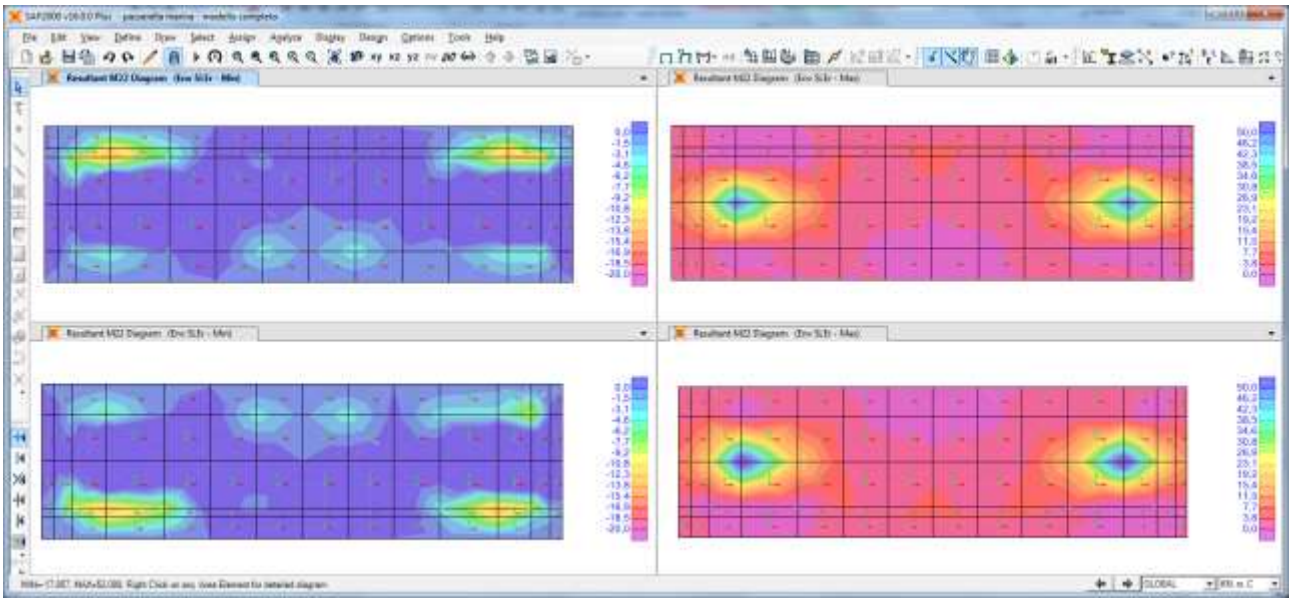
Sollecitazioni taglianti V13 – ENV SLU-SLV (kN,m,C)



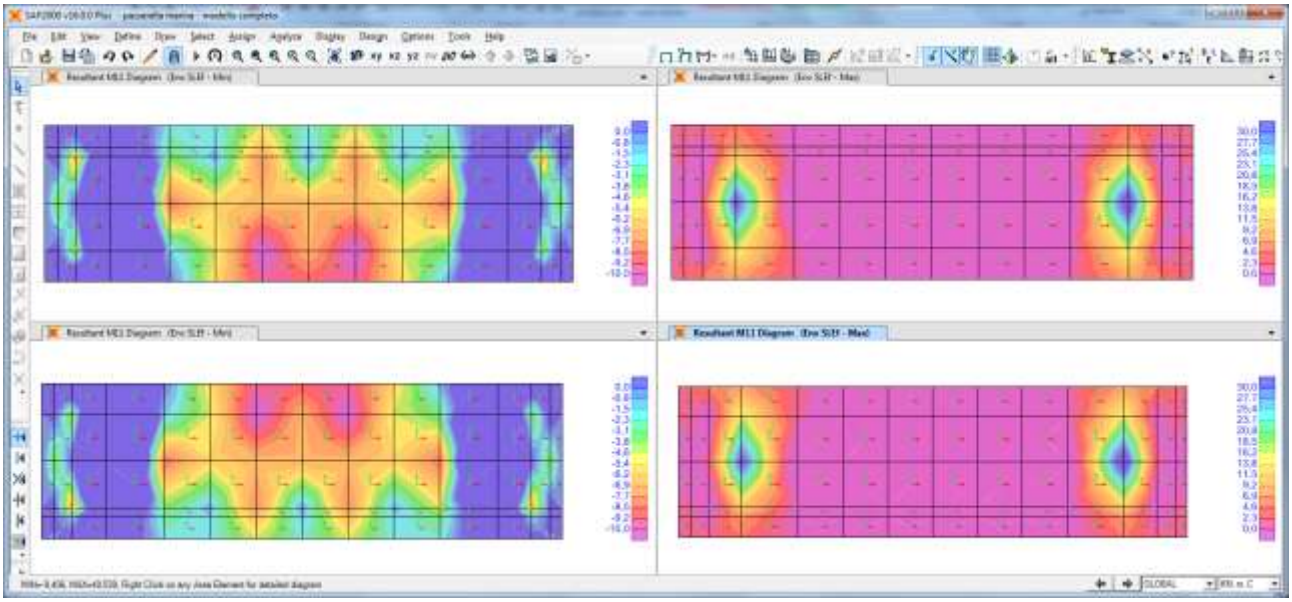
Sollecitazioni taglianti V23 – ENV SLU-SLV (kN,m,C)



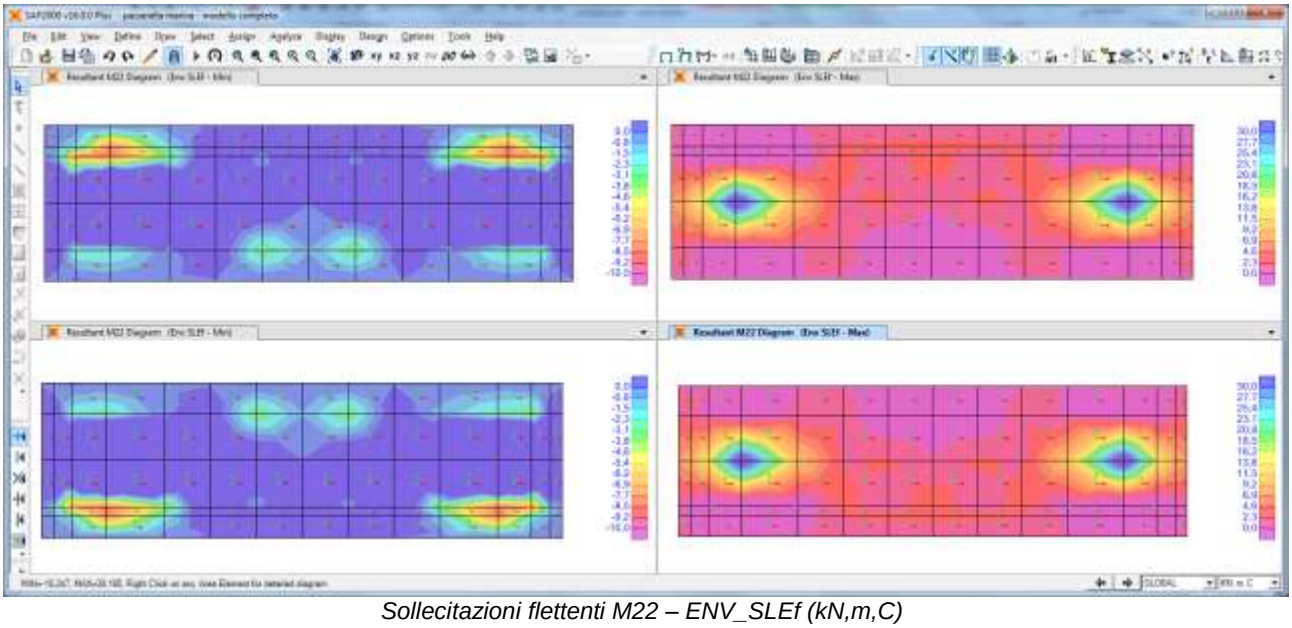
Sollecitazioni flettenti M11 – ENV_SLEr (kN,m,C)



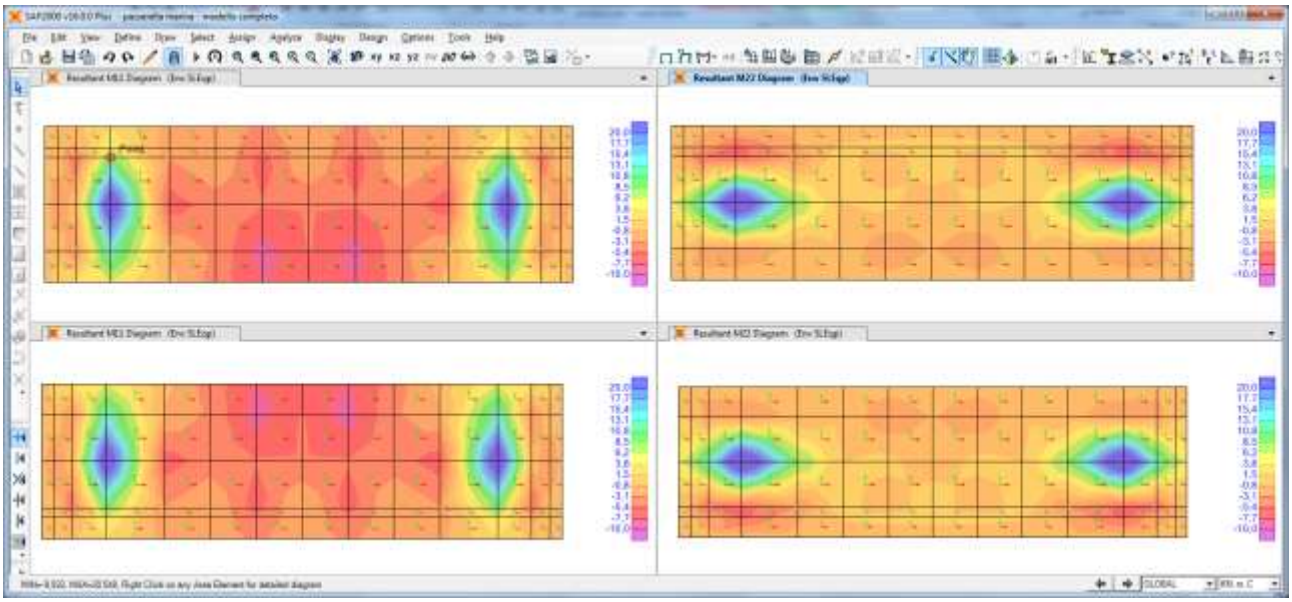
Sollecitazioni flettenti M22 – ENV_SLEr (kN,m,C)



Sollecitazioni flettenti M11 – ENV_SLEf (kN,m,C)



Sollecitazioni flettenti M22 – ENV_SLEf (kN,m,C)



Sollecitazioni flettenti M11/M22 – SLE_qp (kN,m,C)

Si riporta di seguito un riepilogo delle sollecitazioni utilizzate nella verifica.

Dir. 11	Momento positivo	M_{SLU} (kNm)	95
		$M_{SLE,rara}$ (kNm)	60
		$M_{SLE,freq}$ (kNm)	35
		$M_{SLE,qp}$ (kNm)	25
	Momento negativo	M_{SLU} (kNm)	-60
		$M_{SLE,rara}$ (kNm)	-15
		$M_{SLE,freq}$ (kNm)	-10
		$M_{SLE,qp}$ (kNm)	-8
	Taglio	V_{SLU} (kN)	260

Dir. 22	Momento positivo	M_{SLU} (kNm)	185
		$M_{SLE,rara}$ (kNm)	50
		$M_{SLE,freq}$ (kNm)	35
		$M_{SLE,qp}$ (kNm)	25
	Momento negativo	M_{SLU} (kNm)	-135
		$M_{SLE,rara}$ (kNm)	-10
		$M_{SLE,freq}$ (kNm)	-8
		$M_{SLE,qp}$ (kNm)	-6
	Taglio	V_{SLU} (kN)	450

8.1.2 *VERIFICHE STATI LIMITE ULTIMI*

La platea è armata con 1Ø20/20 in direzione entrambe le direzioni sia superiormente che inferiormente.

8.1.2.1 *VERIFICA A FLESSIONE*

Si riportano le verifiche a flessione della platea (momenti resistenti e sollecitanti per unità di larghezza).

M11 positivo	x (mm)	x/d (-)	ε_{sc}	Fsc	Fc	M_{rd} (kNm)	M_{ed} (kNm)	**verifica**
	63,91	0,19	-0,00033	-109964	724311	192	95	**si**

M11 negativo	x (mm)	x/d (-)	ε_{sc}	Fsc	Fc	M_{rd} (kNm)	M_{ed} (kNm)	**verifica**
	63,91	0,19	-0,00033	-109964	724311	192	60	**si**

M22 positivo	x (mm)	x/d (-)	ε_{sc}	Fsc	Fc	M_{rd} (kNm)	M_{ed} (kNm)	**verifica**
	51,41	0,15	0,00010	31683	582665	201	185	**si**

M22 negativo	x (mm)	x/d (-)	ε_{sc}	Fsc	Fc	M_{rd} (kNm)	M_{ed} (kNm)	**verifica**
	51,41	0,15	0,00010	31683	582665	201	135	**si**

8.1.2.2 *VERIFICA A TAGLIO*

Si riporta la verifica a taglio della sezione in corrispondenza del baggiolo, provvista di armatura specifica (Ø20).

V11	φs	n	A_{sw}	i (mm)	α	cotg θ	V_{Rsd} (N)	V_{Rcd} (N)	V_{Rd} (kN)	V_{Ed} (kN)	**verifica**
	20	4	1257	500	63	2,50	783	873	783	260	**si**

V22	φs	n	A_{sw}	i (mm)	α	cotg θ	V_{Rsd} (N)	V_{Rcd} (N)	V_{Rd} (kN)	V_{Ed} (kN)	**verifica**
	20	4	1257	500	63	2,50	831	926	831	450	**si**

8.1.3 *VERIFICHE STATI LIMITE D'ESERCIZIO*

8.1.3.1 *VERIFICHE TENSIONI DI ESERCIZIO*

Si riportano di seguito le massime tensioni sollecitanti nella combinazione caratteristica e in quella quasi permanente da confrontare con i limiti posti in normativa.

M11 positivo	$\sigma_{c,rara}$	$0,6*f_{ck}$	**verifica**	$\sigma_{c,q.\ Permanente}$	$0,45*f_{ck}$	**verifica**	$\sigma_{s,rara}$	$0,8*f_{yk}$	**verifica**
	3,68	15,00	**si**	1,53	11,25	**si**	130,51	360,00	**si**

M11 negativo	$\sigma_{c,rara}$	$0,6*f_{ck}$	**verifica**	$\sigma_{c,q.\ Permanente}$	$0,45*f_{ck}$	**verifica**	$\sigma_{s,rara}$	$0,8*f_{yk}$	**verifica**
	0,92	15,00	**si**	0,49	11,25	**si**	32,63	360,00	**si**

M22 positivo	$\sigma_{c,rara}$	$0,6*f_{ck}$	**verifica**	$\sigma_{c,q.\ Permanente}$	$0,45*f_{ck}$	**verifica**	$\sigma_{s,rara}$	$0,8*f_{yk}$	**verifica**
	2,63	15,00	**si**	1,31	11,25	**si**	101,42	360,00	**si**

M22 negativo	$\sigma_{c,rara}$	$0,6*f_{ck}$	**verifica**	$\sigma_{c,q.\ Permanente}$	$0,45*f_{ck}$	**verifica**	$\sigma_{s,rara}$	$0,8*f_{yk}$	**verifica**
	0,53	15,00	**si**	0,32	11,25	**si**	20,28	360,00	**si**

8.1.3.2 *VERIFICA A FESSURAZIONE*

La verifica a fessurazione si compie, a vantaggio di sicurezza, tramite il metodo tabellare, maggiormente restrittivo rispetto al metodo diretto, verificando che le tensioni nelle armature siano inferiori ai limiti fissati in normativa.

M11 positivo	$\sigma_{s,freq}$	$\sigma_{s,max,w\ 2}$	**fessurazione**	$\sigma_{s,qp}$	$\sigma_{s,max,w\ 1}$	**fessurazione**
	76	222	**no**	54	182	**no**

M11 negativo	$\sigma_{s,freq}$	$\sigma_{s,max,w\ 2}$	**fessurazione**	$\sigma_{s,qp}$	$\sigma_{s,max,w\ 1}$	**fessurazione**
	22	222	**no**	17	182	**no**

M22 positivo	$\sigma_{s,freq}$	$\sigma_{s,max,w\ 2}$	**fessurazione**	$\sigma_{s,qp}$	$\sigma_{s,max,w\ 1}$	**fessurazione**
	71	222	**no**	51	182	**no**

M22 negativo	$\sigma_{s,freq}$	$\sigma_{s,max,w\ 2}$	**fessurazione**	$\sigma_{s,qp}$	$\sigma_{s,max,w\ 1}$	**fessurazione**
	16	222	**no**	12	182	**no**

8.2 *MICROPALI*

La valutazione dello stato di sollecitazione dei micropali può essere effettuata assimilando il terreno ad un mezzo alla Winkler costituito da un letto di molle orizzontali indipendenti l'una dall'altra.
Il palo, infatti, può essere schematizzato come una trave su molle con rigidezza pari al coefficiente di sottofondo del terreno kh, con testa impedita di ruotare, per la presenza della zattera di fondazione, e sottoposta ad un carico concentrato all'estremità vincolata. In questo caso l'equazione della linea elastica del palo vale:

$$E_c J_p \frac{d^4 y}{dz^4} = 0 \qquad 0 < z < h$$

$$E_c J_p \frac{d^4 y}{dz^4} + E_{sh} y = 0 \qquad z \geq h$$

Dove:

- E_c : modulo di elasticità del calcestruzzo;
- J_p : momento d'inerzia del palo;
- y : spostamento del palo alla profondità z;
- E_{sh} : modulo di elasticità del terreno in direzione orizzontale;
- h : eventuale altezza di terreno non considerata nel calcolo;

Il modulo di elasticità del suolo in direzione orizzontale è di difficile valutazione in quanto dipende sia dalla natura del terreno che dalla larghezza della zona interessata dal palo nel suo spostamento, si può porre nel caso di terreni granulari:

$$E_{sh} = k_h D$$

Nella quale k_h è il coefficiente di sottofondo del terreno in direzione orizzontale, (l'omologo della costante alla Winkler del caso della trave su suolo elastico), ed ha le dimensioni di una forza su di una lunghezza al cubo (è la pressione che provoca lo spostamento unitario) e D è il diametro del palo. Pertanto sostituendo quanto determinato l'equazione differenziale può essere riscritta:

$$E_c J_p \frac{d^4 y}{dz^4} + (k_h D) y = 0$$

Per la determinazione dei valori di k_h, in assenza di valori desunti da prove di carico orizzontali su pali, si può fare riferimento alla seguente formule empirica (cfr. Bowles Fondazioni):

$$k_h = \frac{c_g n_k z_m}{D}$$

Dove:

- $c_g = 0.3$: coefficiente riduttivo di gruppo;
- $n_{k=} \frac{A\gamma}{1{,}35}$;
- A : adimensionale dipendente dallo strato di addensamento del terreno (posto pari a 200 nel caso in esame);
- γ : peso specifico del terreno;
- D: diametro del micropalo;
- z_m: profondità media del terreno reagente ;

Nell'ipotesi di k_h costante con la profondità la soluzione della equazione della linea elastica è immediata e la deformata del palo è una sinusoide smorzata caratterizzata dal parametro:

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4\, E_c\, J_p}{k_h D}}$$

Nel caso di micropalo immerso nel terreno e sporgente di h, avente la testa libera di traslare ma impedita di ruotare, e soggetto in testa alla forza di taglio H, le soluzioni della linea elastica forniscono le seguenti espressioni:

$$T_{max} = H \qquad M_{max} = 0{,}5H\,(L_0 + h)$$

Le azioni sollecitanti (sforzo normale e taglio estratte dal modello di calcolo, momento flettente determinato come appena descritto) si sono considerate interamente affidate all'armatura tubolare del micropalo.

La massima azione trasversale è la stessa per entrambe le spalle che sono fondate su 12 micropali Ø260 mm di 15,00m di lunghezza armate con tubolare Ø193,7 x 12,5 mm.

L	15	m
Ø perforo	260	mm
Ø tubolare	193,7	mm
s	12,5	mm
A	7112	mm^2
W_{pl}	410866	mm^3
f_{yk}	355	N/mm^2

V_{Ed}	16,7	kN
M_{ed}	58,2	kNm
M_{Rd}	138,9	kNm

N_{Ed}	80,9	kN
N_{Rd}	2405	kN

FS	2,21

c_g	0,3	-
A	200	-
γ	1800	kg/m^3
n_k	266667	kg/m^3
z_m	4	m
k_h	12	N/mm^3
E_c	30000	N/mm^2
J_p	224203850	mm^4
J_a	29328247	mm^4
J	400173331	mm^4
L_0	1,97	m
h	5,00	m

9 VERIFICA GEOTECNICA DEI MICROPALI

9.1 CRITERI DI VERIFICA

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **stati limite ultimi** di resistenza è stata effettuata con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$Rd \geq Ed$$

dove:

Rd è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R\left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\right]$$

Il coefficiente γR opera direttamente sulla resistenza del sistema. I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e all'affidabilità del modello di calcolo.

Ed è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato direttamente come $Ed=E_k \gamma_E$ con $\gamma_E=\gamma_F$:

$$E_d = \gamma_E E\left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\right]$$

La verifica della relazione $Rd \geq Ed$ può essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali (cfr tabelle sotto), rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) qualora i carichi permanenti non strutturali siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.4.II – *Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 6.4.VI - *Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.*

COEFFICIENTE PARZIALE **(R1)**	COEFFICIENTE PARZIALE **(R2)**	COEFFICIENTE PARZIALE **(R3)**
$\gamma_T = 1{,}0$	$\gamma_T = 1{,}6$	$\gamma_T = 1{,}3$

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono relativi ai due **approcci progettuali distinti e alternativi** consentiti dal NTC18 per la progettazione geotecnica.
Nel caso specifico, le verifiche geotecniche in termini di capacità portante dei micropali sono state condotte sulla base dell'**approccio 2**, con i coefficienti parziali → A1+M1+R3.

La capacità portante dei micropali, determinata mediante procedura analitica basata sui parametri geotecnici dei terreni interessati, è stata ridotta del fattore di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate. Considerando l'adozione di una sola relazione analitica per la valutazione del carico limite si è assunto il fattore ξ_3. Per i terreni interessati dall'opera in esame, il numero di verticali di indagine è **3**.

$$R_{c,k} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4}\right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4}\right\}$$

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

9.1 *CARICO LIMITE VERTICALE*

9.1.1 *CRITERI DI CALCOLO DEL CARICO LIMITE VERTICALE*

Il carico limite verticale Q_{lim} dei singoli pali (trivellati) è stato calcolato in condizioni drenate in funzione del diametro *d* e della lunghezza *L* dei pali. La formula utilizzata è:

$$Q_{lim} = p_{lim}\frac{\pi d^2}{4} + \pi d\int_0^L s_{lim}$$

dove le resistenze unitarie alla punta e laterale sono rispettivamente calcolate come:

$$p_{lim,d} = N_c\, c' + N_q\, \sigma_{vL}' \qquad\qquad s_{lim,d} = k\, \mu\, \sigma_{vz}'$$

dove:

σ_{vL}' : la tensione efficace agente in sito alla quota considerata;
k : coefficiente di tensione è stato determinato con la formula di Jacky:

$$k = 1 - sen\varphi'$$

$\mu = \tan\varphi'$: il coefficiente di attrito;
Nc : determinato con seguente relazione:

$$Nc = (Nq - 1)\cdot(\tan(\varphi'))^{-1}$$

Nq : determinato con l'ausilio del grafico seguente in funzione di φ, *L e d*:

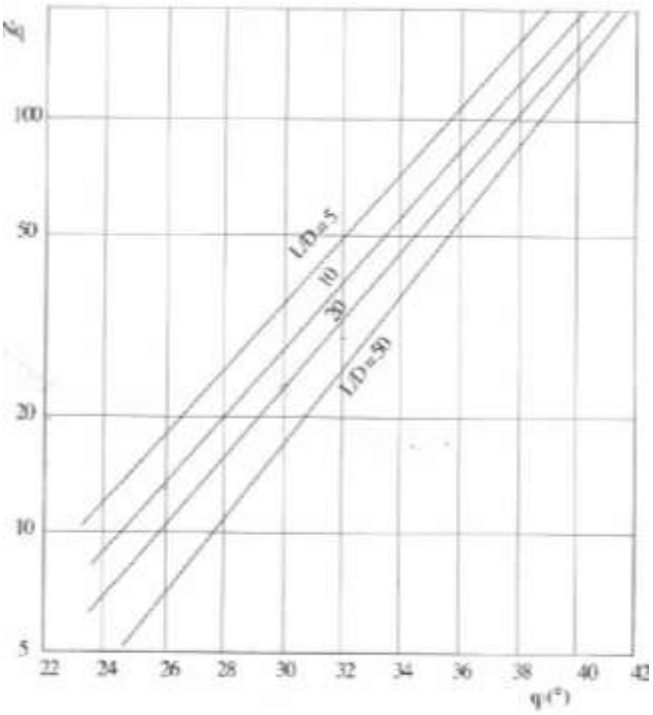


Fig. 13.6. Valori di N_q secondo Berezantzev *et al.* (1961)

Di seguito si riporta la stratigrafia dei terreni e le caratteristiche del sistema di fondazione di ogni sottostruttura:

STRATIGRAFIA			
Strati	Unità geotecniche	Profondità iniziale	Profondità finale
		[m]	[m]
1°	Sabbie e limi con termini intermedi	+44.00	+36.00
2°	Ghiaia sabbiosa/limosa e sabbia con ghiaia	+36.00	+30.00
3°	Argilla limosa con livelli sabbiosi	+30.00	+26.00
4°	Argilla limosa	+26.00	-
Falda		+36.00	/

CARATTERISTICHE FONDAZIONI PROFONDE					
	Diametro	N°	Lunghezza	profondità iniziale	profondità finale
	[m]	[-]	[m]	[m]	[m]
Spalla 1	0,26	12	15	+43.83	+28.83
Spalla 2	0,26	12	15	+43.83	+28.83

9.1.2 *RISULTATI*

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche per i micropali di pile e spalle.
Si evidenzia che alla portanza del palo è stato tolto il peso del palo compensato, determinato sottraendo al peso del palo il peso della colonna di terreno (ovvero calcolando il peso del palo con peso specifico $\gamma_p=\gamma_{c.a}-\gamma_t$).

Data la geometria della palificata la portanza del palo è stata ridotta introducendo il coefficiente per la portanza dei pali in gruppo indicato di seguito:

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90nm} = 0{,}95$$

Dove:

- *m* è il numero di colonne della palificata;
- *n* è il numero di righe della palificata;

- $\theta = \tan^{-1}(D/s)$;
- D è il diametro del palo;
- s è l'interasse del palo.

A vantaggio di sicurezza non si sono considerati i primi 5,00 m di terreno che sono circa pari all'altezza del rilevato arginale che non è quindi influenzato dalla presenza delle spalle.

CAPACITA' PORTANTE VERTICALE						
	Compressione			Trazione		
	Azione massima	Carico limite	Fattore di sicurezza	Azione massima	Carico limite	Fattore di sicurezza
	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
Spalla 1	85,5	103	1,21	-10,6	-71	6,66
Spalla 2	80,9	103	1,28	-10,6	-71	6,66

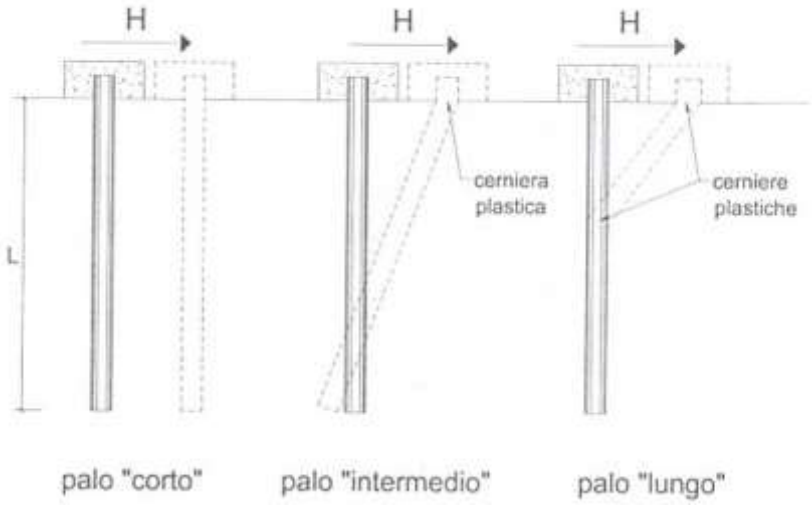
9.2 *CARICO LIMITE ORIZZONTALE*

9.2.1 *CRITERI DI CALCOLO DEL CARICO LIMITE ORIZZONTALE*

La resistenza del complesso palo terreno nei confronti delle azioni trasversali è stata calcolata secondo la teoria proposta da Broms (1964), in ipotesi di:

- comportamento flessionale del palo rigido perfettamente plastico dopo il raggiungimento del valore del momento di plasticizzazione;
- pressione di interazione palo–terreno dipendente solo dal tipo di terreno e dal diametro del palo;
- Terreno a comportamento rigido – plastico, con mobilitazione completa della resistenza per ogni non nullo dello spostamento.

La teoria di Broms fornisce stime sempre molto cautelative dell'effettivo carico limite trasversale del palo.
In generale il massimo carico trasversale esperibile dal palo dipende dalla geometria (lunghezza, diametro), dalle condizioni di vincolo in testa del palo, dalle caratteristiche strutturali del palo (momento di plasticizzazione My), dalla resistenza del terreno e dal meccanismo di rottura, ovvero dalla eventuale formazione di cerniere plastiche lungo il fusto del palo che avviene quando in una data sezione il momento agente eguaglia il momento di plasticizzazione.
I possibili meccanismi di rottura possono essere indicati come rottura a palo "corto", "intermedio" e "lungo", come riportato nella figura seguente.



Il momento di plasticizzazione è variabile a seconda dell'armatura e diametro del palo di fondazione.

Facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento di plasticiczzaione pari a M_y, è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura:

palo corto $$H = 9c_u d^2\left(\frac{L}{d} - 1.5\right)$$

palo intermedio $$H = -9c_u d^2\left(\frac{L}{d} + 1.5\right) + 9c_u d^2\sqrt{2\left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{4}{9}\frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$$

palo lungo $$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2\sqrt{182.25 + 36\frac{M_y}{c_u d^3}}$$

9.2.2 *RISULTATI*

Le verifiche sono state svolte, a vantaggio di sicurezza, considerando il valore di c_u dello strato di terreno più alto che risulta essere sempre il valore minore.
Nelle tabelle di seguito si riportano le verifiche geotecniche per carichi orizzontali dei pali delle pile della carreggiata sinistra, eseguite confrontando le massime azioni sollecitanti in testa al palo con, il carico limite orizzontale.

CAPACITA' PORTANTE ORIZZONTALE			
	Azione massima	Carico limite	Fattore di sicurezza
	[kN]	[kN]	[-]
Spalla 1	16,7	45,2	2,71
Spalla 2	16,7	45,2	2,71

10 DISPOSITIVI D'APPOGGIO E GIUNTI

Il sistema di vincolamento scelto per la presente passerella è costituito da appoggi di tipo fisso sulla spalla 1 e di tipo longitudinale dotati di shock transmitters sulla spalla 2.
Questo schema di vincolo permette le deformazioni lente e nel contempo rende entrambe le spalle reagenti all'azione sismica longitudinale.
Le sottostrutture, costituite da platee su micropali, sono posizionate in adiacenza al pendio che costituisce l'argine fluviale. Sono quindi in grado di resistere solo a forze longitudinali che agiscono "verso monte"; nel verso opposto l'assenza di terreno impedisce l'instaurarsi dei meccanismi resistenti.
Si è considerato quindi che l'azione sismica longitudinale gravi solamente su l'una o l'altra spalla in funzione della direzione del sisma.
Si riportano nella tabella seguente le massime sollecitazioni gravanti sui dispositivi:

Spalla 1	APPOGGIO FISSO	
	COMBINAZIONI STATICHE SLU	COMBINAZIONI SISMICHE SLU
N_{MAX} (kN)	281	128
N_{MIN} (kN)	167	111
H_{LONG} (kN)	20	79
H_{TRASV} (kN)	45	42

Spalla 2	APPOGGIO UNIDIREZIONALE LONGITUDINALE CON SHOCK TRASMITTERS	
	COMBINAZIONI STATICHE SLU	COMBINAZIONI SISMICHE SLU
N_{MAX} (kN)	281	128
N_{MIN} (kN)	167	111
H_{LONG} (kN)	-	79
H_{TRASV} (kN)	43	38

Si riporta il calcolo dello spostamento dovuto all'azione termica: a cui sono sottoposti i dispositivi longitudinali e il giunto di pavimentazione posto sulla spalla 2:

$\alpha = 1{,}2 \times 10^{-5}\ °C^{-1}$;
$\Delta T = \pm 25°$ rispetto alla temperatura media annuale; → $\Delta l = 7{,}8$ mm
$l_{0,S2} = 26{,}00$ m;