

ITINERARIO RAGUSA-CATANIA

Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 "di Chiaramonte"
con la S.S. 115 e lo Svincolo della S.S. 194 "Ragusana"
LOTTO 1 - Dallo svincolo n. 1 sulla S.S. 115 (compreso) allo svincolo n. 3 sulla S.P. 5 (escluso)

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **PA895**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GP INGEGNERIA - COOPROGETTI -GDG - ICARIA - OMNISERVICE

PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri

Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351



IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

	Dott. Ing. N. Granieri Dott. Ing. F. Durastanti Dott. Ing. V. Truffini Dott. Arch. A. Bracchini Dott. Ing. L. Nani	Dott. Ing. M. Abram Dott. Ing. F. Pambianco Dott. Ing. M. Briganti Botta Dott. Ing. L. Gagliardini Dott. Geol. G. Cerquiglioni
---	--	--

MANDANTI:

	Dott. Ing. G. Guiducci Dott. Ing. A. Signorelli Dott. Ing. E. Moscatelli Dott. Ing. A. Bela	Dott. Ing. G. Lucibello Dott. Arch. G. Guastella Dott. Geol. M. Leonardi Dott. Ing. G. Parente
	Dott. Arch. E. A. E. Crimi Dott. Ing. M. Panfili Dott. Arch. P. Ghirelli Dott. Ing. D. Pelle	Dott. Ing. L. Ragnacci Dott. Arch. A. Strati Archeol. M. G. Liseno
	Dott. Ing. D. Carlacchini Dott. Ing. S. Sacconi Dott. Ing. C. Consorti	Dott. Ing. F. Aloe Dott. Ing. A. Salvemini
	Dott. Ing. V. Rotisciani Dott. Ing. G. Pulli Dott. Ing. F. Macchioni	Dott. Ing. G. Verini Supplizi Dott. Ing. V. Piunno Geom. C. Sugaroni
	Dott. Ing. P. Agnello	

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Marco Leonardi

Ordine dei Geologi della Regione Lazio n° 1541

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

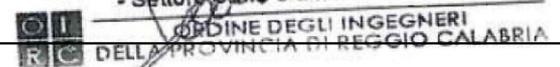
Dott. Ing. Ambrogio Signorelli

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n° A35111

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mupo

IL RESPONSABILE DI PROGETTO:

Dott. Ing. Danilo PELLE
Iscrizione all'Albo n° A 3536
alla Sezione degli Ingegneri (Sez. A)
- Settore civile e ambientale


OPERE D'ARTE MINORI
TOMBINO SCATOLARE 2.00X2.00 - AL KM 6+789
Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO		NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.		
L O 4 0 8 Z	E	2 1 0 1	B	-
NOME FILE		T01TM11STRRE01B		
CODICE ELAB.		T 0 1 T M 1 1 S T R R E 0 1		
D				
C				
B	REVISIONE A SEGUITO DI RAPPORTO DI VERIFICA	NOVEMBRE 2021	RAGNACCI	PELLE GRANIERI
A	EMISSIONE	GIUGNO 2021	RAGNACCI	PELLE GRANIERI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	6
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	8
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	10
3.1	CALCESTRUZZO MAGRONE DI FONDAZIONE	10
3.2	CALCESTRUZZO OPERE IN FONDAZIONE E IN ELEVAZIONE	10
3.3	ACCIAIO D'ARMATURA	11
4	CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI CALCOLO	13
4.1	GENERALITA'	13
4.2	CRITERI DI MODELLAZIONE STRUTTURALE	13
5	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO	15
6	PARAMETRI E COEFFICIENTI SISMICI	16
6.1	GENERALITA'	16
6.2	PARAMETRI PER LA DETERMINAZIONE DELL'ANALISI SISMICA	16
7	ANALISI DEI CARICHI	18
7.1	CARICHI PERMANENTI	18
7.1.1	G1 Peso proprio strutturale (condizione: G1k_Strutturale)	18
7.1.2	G2.1 Peso permanente ricoprimento (condizione: G2.1k_Geo su soletta)	18
7.1.3	G2.2 Spinta statica terreno (condizione G2.2k_Spinta a riposo)	18
7.2	CARICHI VARIABILI	19
7.2.1	Carico mobile su manufatto (Condizione: Q1_Veicolo tandem)	19
7.2.2	Carichi a tergo del rilevato (condizione: Q2_Veicolo distribuito)	21
7.2.3	Frenatura	22
7.2.4	Forza centrifuga	22

7.2.5	Forza del vento	22
7.2.6	Variazioni termiche.....	22
7.2.7	E azione sismica	22
8	METODO VERIFICHE.....	25
8.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	25
8.1.1	Verifiche di resistenza.....	25
8.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	25
8.2.1	Verifiche delle tensioni di esercizio	25
8.2.2	Verifica dello stato limite di fessurazione.....	25
8.2.3	Verifica di deformabilità	26
8.3	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA.....	26
8.3.1	Verifiche di resistenza.....	26
8.4	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI DANNO.....	26
8.4.1	Verifiche di resistenza.....	26
8.5	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI OPERATIVITA'	26
8.5.1	Verifiche di rigidezza.....	26
9	COMBINAZIONI DI CARICO.....	27
10	RISULTATI DELLE ANALISI SEZIONE SCATOLARE	32
10.1	INVILUPPO SOLLECITAZIONI	32
10.2	PRESSIONI TERRENO	35
10.3	SOLLECITAZIONI RARE.....	37
10.4	SOLLECITAZIONI FREQUENTI.....	38
10.5	SOLLECITAZIONI QUASI PERMANENTI.....	39
11	VERIFICHE SEZIONE.....	40

11.1 VERIFICHE SLU/SLV	40
11.1.1 Soletta fondazione - flessione.....	40
11.1.2 Soletta fondazione – taglio	41
11.1.3 Impalcato – flessione	42
11.1.4 Impalcato – taglio	43
11.1.5 Piedritti – flessione	44
11.1.6 Piedritti – taglio.....	45
11.2 VERIFICHE SLE	46
11.2.1 Impalcato	46
11.2.2 Piedritti	49
11.2.3 Soletta fondazione.....	51
11.3 VERIFICHE SLO	54
12 ALLEGATO – TABULATI DI CALCOLO SCATOLARE SEZIONE.....	55
12.1 DATI RELATIVI AI NODI DELLA STRUTTURA	55
12.2 ELEMENTI TIPO TRAVE	57
12.3 ELEMENTO TIPO PILASTRO	58
12.4 ELEMENTO TIPO TRAVE SU SUOLO ALLA WINKLER	60
12.5 CONDIZIONI, COMBINAZIONI E ANALISI SISMICA.....	61
12.6 CARICHI APPLICATI AGLI ELEMENTI.....	69
12.7 AZIONI TRAVI.....	71
12.8 AZIONI PILASTRI.....	73
12.9 AZIONI TRAVI DI FONDAZIONE	80
13 ANALISI E VERIFICHE POZZETTO DI MONTE	84
13.1 PREMESSA	84

13.2 CARATTERISTICHE TERRENI	84
13.3 COMBINAZIONI DI CALCOLO	85
13.4 INVILUPPO SOLLECITAZIONI	86
13.5 SOLLECITAZIONI RARE	88
13.6 VERIFICHE SLU/SLV	88
13.6.1 Piedritti – flessione	88
13.6.2 Piedritti – taglio	90
13.6.3 Soletta – flessione	91
13.6.4 Soletta – taglio	92
13.7 VERIFICHE SLE	93
13.7.1 Piedritti	93
13.7.2 Soletta	95
14 VERIFICHE GEOTECNICHE	98
14.1 APPROCCIO DI VERIFICA GEOTECNICA	98
14.2 VERIFICHE GEOTECNICHE TOMBINO SEZIONE	98
14.2.1 Inviluppo delle sollecitazioni per la verifica	98
14.2.2 Verifica di portanza	99
14.2.3 Verifica di galleggiamento	104
14.3 VERIFICHE GEOTECNICHE POZZETTO DI MONTE	105
14.3.1 Inviluppo delle sollecitazioni per la verifica	105
14.3.2 Verifica di portanza	106
14.3.3 Verifica di galleggiamento	111
15 SINTESI DEI RISULTATI	112
15.1 SOLETTE FONDAZIONE	112

15.1.1 Tombino	112
15.1.2 Pozzetto monte	112
15.2 PARETI	112
15.2.1 Tombino	112
15.2.2 Pozzetto monte	112
15.3 SOLETTA COPERTURA	112
15.4 CONTROLLO DETTAGLI COSTRUTTIVI	112
16 ACCETTABILITA' DEI CALCOLI	114
17 LICENZA SOFTWARE	116

RELAZIONE DI CALCOLO

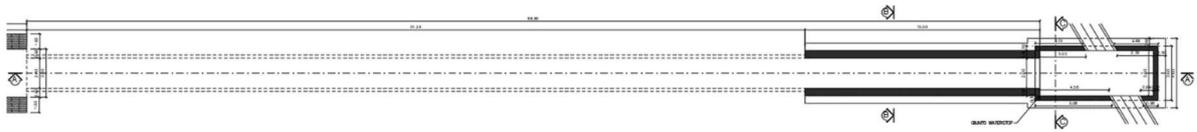


Figura 1-3 "Pianta"

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le prescrizioni contenute nelle seguenti normative.

- **Legge nr 1086 del 05/11/1971**
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **Legge nr 64 del 02/02/1974**
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- **Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 gennaio 2008)**
- **Circolare 617 del 02/02/2009**
Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- **UNI EN 206-1:2006**
Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- **UNI 11104:2004**
Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1.
- **UNI EN 1990:2006 Eurocodice 0**
Criteri generali di progettazione strutturale.
- **UNI EN 1991-1-1:2004 Eurocodice 1**
Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni generali – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici.
- **UNI EN 1991-2:2005 Eurocodice 1**
Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti.
- **UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2**
Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- **UNI EN 1992-2:2006 Eurocodice 2**
Progettazione delle strutture in calcestruzzo Parte 2: Ponti in calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi.
- **UNI EN 1997-1:2005 Eurocodice 7**
Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

- **UNI EN 1997-2:2007 Eurocodice 7**
Progettazione geotecnica Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo.
- **UNI EN 1998-1:2005 Eurocodice 8**
Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- **UNI EN 1998-2:2009 Eurocodice 8**
Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 2: Ponti.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 CALCESTRUZZO MAGRONE DI FONDAZIONE

Per tale tipologia di calcestruzzi, si è individuata una classe di esposizione **X0**. Per tale classe, la UNI 11104 impone le seguenti prescrizioni:

- Massimo rapporto acqua/cemento:.....**Nessuna prescrizione**
- Minima classe di resistenza:.....**C12/15**
- Minimo contenuto in cemento(Kg/m3):...**Nessuna prescrizione**

Alla luce di quanto esposto, di seguito le caratteristiche del calcestruzzo scelto:

Rck	15	N/mm ²	resistenza cubica calcestruzzo
γc	1,5		coefficiente parziale di sicurezza
acc	0,85		coefficiente riduttivo resistenze di lunga durata
Ecm	27267	N/mm ²	modulo elastico
fck	12,45	N/mm ²	resistenza cilindrica caratteristica a compressione del calcestruzzo
fcd	7,06	N/mm ²	resistenza cilindrica di calcolo a compressione del calcestruzzo
fcmm	20,45	N/mm ²	resistenza cilindrica media a compressione del calcestruzzo
fctm	1,61	N/mm ²	resistenza cilindrica media a trazione calcestruzzo <C50/60
fctk	1,13	N/mm ²	resistenza cilindrica caratteristica a trazione calcestruzzo <C50/60
fctd	0,75	N/mm ²	resistenza cilindrica di calcolo a trazione calcestruzzo <C50/60
fbd	1,69	N/mm ²	resistenza tangenziale di aderenza
fcfm	1,93	N/mm ²	resistenza a trazione per flessione

3.2 CALCESTRUZZO OPERE IN FONDAZIONE E IN ELEVAZIONE

Per tale tipologia di calcestruzzi, si è individuata una classe di esposizione **XA2**, "Ambiente chimico moderatamente aggressivo". Per tale classe, la UNI 11104 impone le seguenti prescrizioni:

- Massimo rapporto acqua/cemento:..... **0,50**
- Minima classe di resistenza:.....**C32/40**
- Minimo contenuto in cemento(Kg/m3):...**340**

Alla luce di quanto esposto, di seguito le caratteristiche del calcestruzzo scelto:

Rck	40	N/mm ²	resistenza cubica calcestruzzo
γc	1,5		coefficiente parziale di sicurezza
acc	0,85		coefficiente riduttivo resistenze di lunga durata
Ecm	33643	N/mm ²	modulo elastico
fck	33,20	N/mm ²	resistenza cilindrica caratteristica a compressione del calcestruzzo
fcd	18,81	N/mm ²	resistenza cilindrica di calcolo a compressione del calcestruzzo

RELAZIONE DI CALCOLO

fcm	41,20	N/mm ²	resistenza cilindrica media a compressione del calcestruzzo
fctm	3,10	N/mm ²	resistenza cilindrica media a trazione calcestruzzo <C50/60
fctk	2,17	N/mm ²	resistenza cilindrica caratteristica a trazione calcestruzzo <C50/60
fctd	1,45	N/mm ²	resistenza cilindrica di calcolo a trazione calcestruzzo <C50/60
fbd	3,25	N/mm ²	resistenza tangenziale di aderenza
fcfm	3,72	N/mm ²	resistenza a trazione per flessione

COPRIFERRO

Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo conto delle tolleranze di posa delle armature. Per consentire un omogeneo getto del calcestruzzo, il copriferro e l'interferro delle armature devono essere rapportati alla dimensione massima degli inerti impiegati.

Con riferimento al §4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della progettazione delle armature alla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV della Circolare 2 Febbraio 2009, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di tabella 4.1.IV delle NTC.

Si riporta la tabella sopra citata.

C _{min}	C _o	AMBIENTE	BARRE DA C.A. ELEMENTI A PIASTRA		BARRE DA C.A. ALTRI ELEMENTI		CAVI DA C.A.P. ELEMENTI A PIASTRA		CAVI DA C.A.P. ALTRI ELEMENTI	
			C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o	C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o	C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o	C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o
C25/30	C35/45	ORDINARIO	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	AGGRESSIVO	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	MOLTO AGGRESSIVO	35	40	40	45	45	50	50	50

La classe **XA2** rientra nella categoria di "condizione ambientale aggressiva". In base alla classe di calcestruzzo scelta (C32/40), ne deriva un copriferro minimo per "barre da c.a." di **35mm**. A tale valore vanno aggiunte le tolleranze di posa di **10mm**.

Ne deriva un copriferro pari a: 35+10=45mm approssimato a **50mm** in favore di sicurezza.

3.3 ACCIAIO D'ARMATURA

Per l'armatura degli elementi in cemento armato, viene utilizzato un acciaio B450C, caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

RELAZIONE DI CALCOLO

Tab. 11.3.Ia

$f_{y\text{ nom}}$	450 N/mm ²
$f_{t\text{ nom}}$	540 N/mm ²

E deve rispettare i requisiti richiesti indicati nella seguente tabella.

Tab. 11.3.Ib

Caratteristiche	Requisiti	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y\text{ nom}}$	5.0
Tensione caratteristica a carico massimo f_{tk}	$\geq f_{t\text{ nom}}$	5.0
	$\geq 1,15$	10.0
	$< 1,35$	
	$(f_t/f_y)_k \leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12\text{ mm}$	4 ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16\text{ mm}$	5 ϕ	
per $16 < \phi \leq 25\text{ mm}$	8 ϕ	
per $25 < \phi \leq 40\text{ mm}$	10 ϕ	

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche vale quanto indicato al § 11.3.2.3.

Le caratteristiche del materiale sono quindi di seguito riassunte.

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	$\geq 450\text{ MPa}$
Limite di rottura f_t	$\geq 540\text{ MPa}$
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7,5\%$
Rapporto f_t/f_y	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y\text{ misurato}}/f_{y\text{ nom}}$	$\leq 1,25$
Resistenza a fatica assiale*	2 milioni di cicli
Resistenza a carico ciclico*	3 cicli/sec (deformazione 1,5÷4 %)
Idoneità al raddrizzamento dopo piega*	Mantenimento delle proprietà meccaniche
Controllo radiometrico**	superato, ai sensi del D.Lgs. 230/1995
* = prove periodiche annuali	

4 CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI CALCOLO

4.1 GENERALITA'

Le analisi e le verifiche sull'opera sono state condotte nel pieno rispetto delle Norme Tecniche per le Costruzioni adottando, di conseguenza, un approccio di calcolo di tipo prestazionale basato sul ricorso del Metodo degli Stati Limite.

Come indicato dalle NTC2008 al 2.6.1, nelle verifiche nei confronti dello stato limite ultimo strutturali (STRU) e geotecnici (GEO), si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

Si utilizza l'**approccio 2** che utilizza un'unica combinazione di gruppi di coefficienti parziali **(A1+M1+R3)**.

4.2 CRITERI DI MODELLAZIONE STRUTTURALE

Lo stato di sollecitazione della struttura, viene desunto da un codice di calcolo (Enexsys-Winstrand). La struttura in progetto, nonostante lo sviluppo longitudinale, viene schematizzata come un telaio piano di estensione 1 metro. Elementi orizzontali e elementi verticali sono rappresentati da elementi beam monodimensionali la cui sezione sarà data da una dimensione fissa (1 metro, ossia l'estensione del telaio analizzato) e una dimensione variabile (lo spessore degli elementi) che rappresenta la dimensione effettiva in progetto.

Le camerette di monte e valle o intermedie, sono separate dai tombini scatolari da giunti waterstop che garantiscono continuità idraulica, ma non strutturale. Queste, quando articolate, sono state modellate tridimensionalmente. I tombini scatolari presentano invece una distribuzione spaziale costante. La modellazione piana, riferendosi alla sezione maggiormente sollecitata sia dal punto di vista dei carichi statici che dinamici, non differisce dalla modellazione intera tridimensionale, o al più ne differisce in forma lievemente conservativa non considerando le ridistribuzioni di sollecitazioni agli elementi limitrofi meno sollecitati.

Lo schema statico assunto è quello di telaio chiuso e continuo, nel quale l'interazione con la struttura di fondazione è tenuta in conto tramite una modellazione del terreno alla Winkler.

Il coefficiente di reazione non è tuttavia una proprietà intrinseca del materiale costituente la fondazione, ma è funzione anche delle caratteristiche della struttura in appoggio sia in termini di estensione che di rigidezza.

Per tale ragione, in una prima fase, la costante di Winkler è ipotizzata. Con tale ipotesi viene eseguito un primo dimensionamento del telaio. Questo dimensionamento è sufficiente per la determinazione delle pressioni, della portanza, dei cedimenti e della costante di Winkler. Il valore così ottenuto è reinserito quindi nel modello di calcolo. Il processo iterativo viene interrotto non appena le differenze di sollecitazione sono ritenute trascurabili e/o non dimensionanti.

La caratterizzazione del terreno in cui la struttura è immersa è suddiviso nei tre strati: ricoprimento, rinfiando, e di fondazione. Per ogni strato occorre fornire i valori dei parametri fisici e meccanici più comuni (peso di volume, angolo di attrito, attrito terreno-struttura, coesione, adesione ecc).

Data la natura della infrastruttura, ossia viabilità in rilevato, il terreno di rinfiando corrisponde sempre al terreno di ricoprimento (caratteristiche da materiale di riporto).

Contrariamente, il terreno di fondazione, presenta le caratteristiche dei terreni affioranti in loco o in taluni casi è ancora definito da materiale di riporto.

5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO

Di seguito si riportano i parametri geotecnici utilizzati per le analisi della sezione

- STRATO DI RICOPRIMENTO

Descrizione	Rilevato	
Spessore dello strato	9,00	[m]
Peso di volume	20,00	[kN/m ³]
Angolo di attrito	35,00	[°]
Coesione	0,00	[MPa]

- STRATO DI RINFIANCO

Descrizione	Rilevato	
Peso di volume	20,00	[kN/m ³]
Angolo di attrito	35,00	[°]
Coesione	0,00	[MPa]

- STRATO DI FONDAZIONE

Descrizione	Formazione Ocm Argilla marnosa	
Peso di volume	18,00	[kN/m ³]
Angolo di attrito	27,00	[°]
Coesione	0,20	[MPa]
Coesione non drenata	1,00	[MPa]

6 PARAMETRI E COEFFICIENTI SISMICI

6.1 GENERALITA'

Per il calcolo sismico dell'opera in esame si è fatto riferimento alle indicazioni delle NTC2008 con il concetto di "pericolosità sismica di base" come elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. Tale pericolosità è quella relativa a condizioni ideali di sito con superficie topografica orizzontale e terreno di tipo rigido (Categoria A).

Le indicazioni sulla pericolosità sismica di base dell'intero territorio nazionale è fornita dalla predetta normativa, in termini di:

- **ag** accelerazione orizzontale massima del terreno;
- **Fo** 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;

Tali valori sono forniti per ciascun nodo del reticolo di riferimento con maglia di circa 10km e per ciascun periodo di ritorno T_R . Il periodo di ritorno è ricavabile mediante la seguente relazione.

$$T_R = -(V_R) / (\ln(1 - P_{VR}))$$

Dove

- V_R Vita di riferimento per l'azione sismica
- P_{VR} Probabilità di superamento nel periodo di riferimento

La vita di riferimento è funzione della vita nominale tramite la classe d'uso. La probabilità di superamento è funzione dello stato limite considerato. Gli stati limite analizzati sono SLV, SLD e SLO.

Gli spettri di progetto associati ai vari stati limite di interesse, sono determinati a partire dai parametri di pericolosità sismica sopra esposti (determinati in funzione del tempo di ritorno), dai coefficienti di amplificazione stratigrafica S_s e topografica S_T .

6.2 PARAMETRI PER LA DETERMINAZIONE DELL'ANALISI SISMICA

CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE (PAR. 3.2.2 NTC08)

Per la definizione dello spettro utilizzato nel calcolo sismico, sono stati considerati i seguenti parametri.

Identificazione sito:.....Tombino km 6+789
Comune:.....Ragusa
Provincia:.....Ragusa
Latitudine:.....36.9891°

Longitudine:.....14.6729°
Categoria di sottosuolo:.....B
Categoria topografica:.....T1
Zona sismica amministrativa.....2

La categoria di sottosuolo è desunta dall'elaborato **T01GE03GEORE01**

VITA NOMINA E CLASSE D'USO (2.4.2 NTC08)

Vita nominale:.....50anni
Classe d'uso:.....IV
Cu.....2
Vita di riferimento:.....100anni

TIPOLOGIA STRUTTURALE E FATTORE DI STRUTTURA

Per la determinazione del fattore di struttura per l'opera in esame si è fatto riferimento a quanto le NTC08 prevedono per i ponti.

Nel caso in oggetto, la struttura è stata assimilata a delle spalle connesse in maniera rigida all'impalcato con i piedritti che sostengono un terreno rigido naturale per più dell'80% dell'altezza (p.to 7.9.5.6.2). Si tratta pertanto di strutture che si muovono col terreno ai sensi della Tabella 7.9.I, caratterizzate da peridi di vibrazione in direzione orizzontale molo bassi e per le quali si assume un valore di $q_0=q=1,0$.

Per strutture con tali proprietà, le forze di inerzia possono essere determinate considerando un'accelerazione pari a $a_g * S$.

7 ANALISI DEI CARICHI

7.1 CARICHI PERMANENTI

7.1.1 G1 Peso proprio strutturale (condizione: G1k_Strutturale)

Il peso strutturale è calcolato automaticamente dal software di calcolo strutturale e quindi è tenuto in conto automaticamente durante la fase di progettazione

7.1.2 G2.1 Peso permanente ricoprimento (condizione: G2.1k_Geo su soletta)

Il carico sulla calotta è stato determinato mediante il metodo della *pressione geostatica* secondo il quale la pressione in calotta viene calcolata come prodotto tra il peso del volume di terreno per l'altezza del ricoprimento (tale carico tiene conto anche dell'eventuale pavimentazione, considerando uno spessore di ricoprimento $H_{rinterro}$ comprensivo del suddetto).

$$G2.1 = P_v = \gamma_{rinterro} \times H_{rinterro} \times L_{telaio} = P_v \times L_{telaio} = 20 \times 9,0 \times 1 = 180,0 \text{ kN/m}$$

7.1.3 G2.2 Spinta statica terreno (condizione G2.2k_Spinta a riposo)

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione:

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

Dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfiacco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono:

$$\sigma = \gamma z K_0 + P_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + P_v K_0 H$$

Dove P_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

Di seguito si riporta il calcolo di suddetta spinta per la sezione

Le proprietà del terreno di rinfiacco/rinterro

Caratteristiche del terreno		
ϕ	35 °	angolo di attrito
γ_{sat}	20 KN/m ³	peso di volume terreno saturo
γ_w	0 KN/m ³	peso acqua
z_w	-20 m	quota falda
H_w	0 m	altezza di spinta falda
γ'	20 KN/m ³	peso efficace

RELAZIONE DI CALCOLO

Dati geometrici opera		
h	2,6 m	altezza
hr	9 m	ricoprimento misurato dall'estradosso della soletta
H	11,6 m	altezza di spinta terreno
Δq	0 KN/m ²	sovraccarico

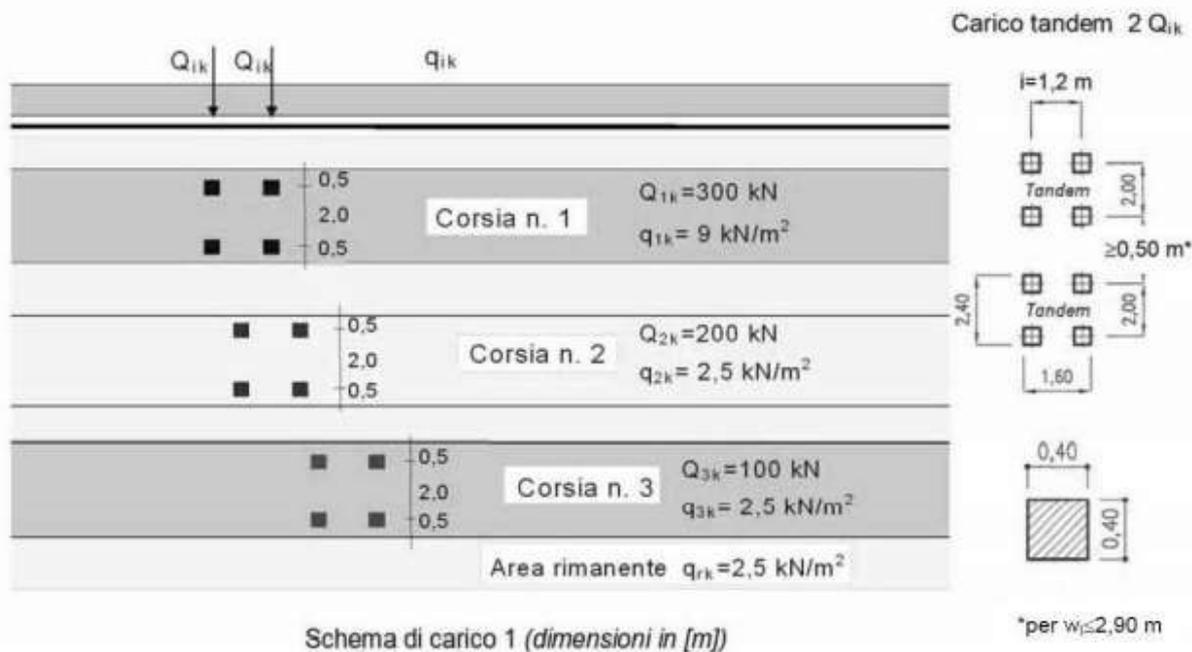
La spinta a riposo vale quindi, con riferimento ad ogni elemento di lunghezza 0,5m con il quale sono stati discretizzati i piedritti.

Spinta Statica su elementi bidimensionali						
h mesh	h _i [m]	$\sigma_{w,i}$ [KN/m ²]	$\sigma'_{h,i}$ [KN/m ²]	$\sigma_{h,i}$ [KN/m ²]	$\sigma_{q,i}$ [KN/m ²]	$\sigma'_{tot,i}$ [KN/m ²]
0,50	0,25	0,00	0,00	96,86	0,00	97
	0,75	0,00	0,00	92,59	0,00	93
	1,25	0,00	0,00	88,32	0,00	88
	1,75	0,00	0,00	84,06	0,00	84
	2,25	0,00	0,00	79,79	0,00	80

7.2 CARICHI VARIABILI

7.2.1 Carico mobile su manufatto (Condizione: Q1_Veicolo tandem)

Le azioni variabili da traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti.



Dato che la sezione è parallela all'asse stradale e dato che viene analizzato un telaio di larghezza perpendicolare all'asse stradale pari ad 1 metri, si considera una sola corsia di carico ed in particolare la corsia di carico numero 1 con valori di carico distribuito e carico tandem pari rispettivamente a:

$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

Si precisa che secondo il testo Unico del 14 gennaio 2008, i carichi mobili includono gli effetti dinamici.

I carichi concentrati si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso il ricoprimento si considera pari a 30° . La diffusione attraverso la soletta e fino a metà della stessa si considera invece pari a 45° .

I due assi da 300kN vengono ripartiti e trasmessi sulla soletta considerando una diffusione attraverso ricoprimento e soletta.

Il valore del carico tandem complessivo è pari a 600kN. Tale carico è ripartito su una impronta di carico i cui lati, a quota asse soletta, sono visionabili nel foglio di calcolo sotto riportato.

In senso trasversale impronte di carico di due veicoli posti in due corsie convenzionali affiancate si sovrappongono. A favore di sicurezza si prendono in considerazione le prime due corsie convenzionali i cui carichi per ruota sono rispettivamente di 150kN e 100kN.

I carichi distribuiti riferiti agli assi tandem delle due corsie di carico sono quindi sommati e usati nelle verifiche.

Assieme al carico concentrato agente sulle impronte delle ruote agisce anche un carico uniformemente distribuito con intensità pari a 9kN/mq.

Il foglio di calcolo di seguito esposto riporta in forma numerica quanto fin ora detto, per la sezione .

CARICO SU SOLETTA		
DATI GEOMETRICI DI INPUT		
H	9 m	altezza ricoprimento
φ	30 °	angolo diffusione ricoprimento
φ	0,52 rad	angolo diffusione ricoprimento
S	0,6 m	spessore soletta
φ'	45 °	angolo diffusione soletta
φ'	0,79 rad	angolo diffusione soletta
L	1,00 m	larghezza interessa telaio
DATI RELATIVI AI CARICHI		
s	0,4 m	larghezza impronta
i _t	2 m	interasse trasversale
i _l	1,2 m	interasse longitudinale
Q1k	300 kN	carico tandem principale
Q2k	200 kN	carico tandem secondario
q1k	9 kN/m ²	carico distribuito principale
q2k	2,5 kN/m ²	carico distribuito secondario
DATI DI CALCOLO		
L _t	13,99 m	lunghezza trasversale proiezione impronte
L _l	13,19 m	lunghezza longitudinale proiezione impronte
Q1	3,25 kN/m ²	carico relativo al carico tandem Q1k
Q2	2,17 kN/m ²	carico relativo al carico tandem Q2k
Q1+Q2	5,42 kN/m ²	carico sovrapposto in favore di sicurezza
Qk	5,42 kN/m	carico tandem finale da applicare a soletta
qk	9,00 kN/m	carico distribuito finale da applicare a soletta

7.2.2 Carichi a tergo del rilevato (condizione: Q2_Veicolo distribuito)

La spinta delle terre dovuta all'azione dei sovraccarichi accidentali posti sul rilevato a tergo dei piedritti dello scatolare viene valutata con riferimento ad un sovraccarico di 9kN/mq agente sul rilevato a tergo dello scatolare.

Tale carico viene applicato solo a tergo del piedritto di sinistra, onde massimizzare lo sbilanciamento delle forze per la verifica della struttura scatolare. Il carico a cui si fa riferimento è proprio il carico q_k visionabile nel excel sopra riportato.

7.2.3 Frenatura

Per quanto riguarda l'azione di frenatura, definita al paragrafo 5.1.3.5 del D.M.14/01/08, viene considerata azione trascurabile ai fini del dimensionamento dei tombini.

7.2.4 Forza centrifuga

Poiché la sezione dello scatolare considerata nel modello di calcolo è parallela all'asse stradale, l'azione centrifuga non presenta componente trasversale per lo scatolare.

7.2.5 Forza del vento

Poiché la sezione dello scatolare considerata nel modello di calcolo è parallela all'asse stradale, l'azione del vento non presenta componente trasversale per lo scatolare.

7.2.6 Variazioni termiche

Trattandosi di un manufatto interrato, si ritiene trascurabile l'effetto delle variazioni termiche, con ordine di grandezza nettamente inferiore all'entità delle sollecitazioni in gioco.

7.2.7 E azione sismica

L'azione sismica è tenuta in conto tramite due contributi, E1 ed E2 descrivibili come segue.

Le azioni sismiche di progetto considerate sono:

- E1 – gli incrementi sismici della spinta esercitata dal terrapieno a tergo della spalla;
- E2 – le azioni sismiche dovute alle masse strutturali.

7.2.7.1 E1 – incremento sismico di spinta piedritti (condizione: E_Spinta sismica+X_SLV/SLO)

Spinta del terreno nel caso di strutture rigide.

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, nonché nel caso di muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta può essere calcolato per via pseudo-statica.

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

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, il valore del coefficiente sismico orizzontale k_h è valutato mediante l'espressione:

$$k_h = \beta_m * a_{max} / g$$

Dove:

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito = $S_S * S_T * a_g$

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

$S_S * S_T$ = coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica

Per elementi che non sono in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

Con tali ipotesi, sono stati calcolati due incrementi di pressione, una relativa alla condizione di stato limite di *salvaguardia della vita* e una relativa alla condizione di stato limite di *operatività*.

Salvaguardia della vita per sezione _SLV

<i>Dati sismici</i>		
ag	0,317	accelerazione massima del sito su suolo rigido / g
Categoria sottosuolo	B	
F ₀	2,359	valore massimo del fattore di amplificazione spettro
S _T	1	coefficiente di amplificazione topografica
S _S	1,101	coefficiente di amplificazione stratigrafica
S=S _S S _T	1,101	
β	1	

<i>Spinte sismiche</i>		
K _h = agSβ	0,35	coefficiente di spinta sismica
S _E = K _h γH ²	43,63 KN/m	spinta sismica terreno applicata su 1/2 h

<i>Spinta Statica su elementi bidimensionali</i>		<i>Spinta sismica</i>
h mesh	h _i [m]	σ'E _i [KN/m ²]
0,50	0,25	17
	0,75	17
	1,25	17
	1,75	17
	2,25	17

Operatività per sezione _SLO

<i>Dati sismici</i>		
ag	0,06	accelerazione massima del sito su suolo rigido / g
Categoria sottosuolo	B	
F ₀	2,504	valore massimo del fattore di amplificazione spettro

RELAZIONE DI CALCOLO

S_T	1	coefficiente di amplificazione topografica
S_S	1,2	coefficiente di amplificazione stratigrafica
$S = S_S S_T$	1,2	
β	1	

Spinte sismiche		
$K_h = agS\beta$	0,07	coefficiente di spinta sismica
$S_E = K_h \gamma H^2$	9,00 KN/m	spinta sismica terreno applicata su 1/2 h

Spinta Statica su elementi bidimensionali		Spinta sismica
h mesh	h _i [m]	$\sigma'_{E,i}$ [KN/m ²]
0,50	0,25	4
	0,75	4
	1,25	4
	1,75	4
	2,25	4

7.2.7.2 E2 – azioni sismiche dovute alle masse

L'azione sismica è tenuta in conto tramite Analisi Lineare Dinamica così come indicato al 7.3.3.1. delle NTC2008.

Così come indicato dalla normativa tecnica, sono stati considerati un numero di modi tale da considerare almeno l'85% di massa partecipante e comunque tutti i modi con massa partecipante significativa, indicati come quelli a massa superiore al 5%.

Le due azioni derivanti dal sisma sopra descritte, ossia **E1** ed **E2**, sono state applicate in una sola direzione, in particolare la direzione +x, parallela alla sezione dello scatolare e all'asse stradale.

L'omissione dell'analisi in direzione -x è legata alla simmetria dell'opera che conduce ad un comportamento equivalente nelle due direzioni e quindi a stessi fattori di sicurezza.

L'omissione dell'analisi in direzione +y/-y è legata alla modellazione e relativa verifica piana (piano x-z) dello scatolare, che risulta essere a favore di sicurezza non considerando le inevitabili ridistribuzioni di forze agli elementi vicini.

8 METODO VERIFICHE

8.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

8.1.1 Verifiche di resistenza

La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico.

Le verifiche si basano sul concetto dei coefficienti di sicurezza parziali e considerando una sola famiglia di combinazioni (indicata come **A1 -M1-R3**) in conseguenza dell'utilizzo dell'**approccio 2** della normativa. Si ricorda brevemente come il caso **A1 - M1 - R3** prevede che vengano incrementate le azioni permanenti e variabili con i coefficienti (γ_G, γ_Q) e vengono lasciate inalterate le caratteristiche di resistenza del terreno. Le combinazioni ottenute sono rilevanti per stabilire sia le capacità strutturali delle opere che interagiscono con il terreno sia le verifiche rilevanti per il dimensionamento geotecnico.

8.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

8.2.1 Verifiche delle tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni rare e quasi permanenti delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel conglomerato cementizio sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti si seguito riportati.

Verifica della tensione massima di compressione del conglomerato cementizio nelle condizioni di esercizio.

La massima tensione di compressione del conglomerato cementizio σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,6f_{ck} \quad \text{per la combinazione rara}$$

$$\sigma_c < 0,45f_{ck} \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

Verifica della tensione massima dell'acciaio in condizione di esercizio.

Per l'acciaio, la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alle combinazioni rare deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8f_{yk}$$

8.2.2 Verifica dello stato limite di fessurazione

In base alla classe di esposizione individuata, XA2, classificata come condizione ambientale aggressiva, ed in base alla tipologia di armatura utilizzata, armatura poco sensibile, si individuano due verifiche entrambe di controllo di apertura delle fessure. In particolare si deve verificare che:

$$a_{p.fessure} < w_2 = 0,3\text{mm} \quad \text{per la combinazione frequente}$$

$$a_{p.fessure} < w_1 = 0,2\text{mm} \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

8.2.3 Verifica di deformabilità

Si verifica che l'inflessione della soletta superiore non superi 1/250 della luce.

8.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

8.3.1 Verifiche di resistenza

Si ripropongono verifiche di resistenza così come eseguito per le verifiche allo stato limite ultimo, ma con azioni derivanti dalle forze indotte dall'azione sismica.

8.4 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI DANNO

8.4.1 Verifiche di resistenza

Avendo progettato con un fattore di comportamento q pari ad 1, lo spettro relativo all'SLV risulta necessariamente sempre maggiore di quello all'SLD. Perciò il soddisfacimento delle verifiche di resistenza all'SLV implica il soddisfacimento delle verifiche all'SLD.

8.5 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI OPERATIVITA'

8.5.1 Verifiche di rigidità

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso IV, si deve controllare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO siano inferiori ai 2/3 dei limiti indicati per classi d'uso I e II.

Il limite scelto è pari a:

$$dr < 2/3 * 0,005h$$

Dove:

dr spostamento d'interpiano

h altezza d'interpiano

9 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato al paragrafo 5.1.3.12. del D.M.14/01/08 per quello che riguarda le strutture assimilabili a ponti/viadotti e che sorreggono carichi variabili da traffico.

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

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata				Carichi su marciapiedi e piste ciclabili	
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3ª categoria
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

RELAZIONE DI CALCOLO

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00
⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO. ⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti 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 (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 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
Vento q_5	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
Esecuzione		0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Come sopra esposto, si è fatto riferimento all'approccio 2 e quindi a coefficienti A1 – M1 – R3.

Numero di condizioni di carico ... : 7

Numero di combinazioni di carico . : 9

Condizione

- 1 G1k_Strutturale
- 2 G2.1k_Geo su calotta
- 3 G2.2k_Spinta a riposo
- 4 Q1_Veicolo tandem
- 5 Q2_Veicolo distribuito
- 6 E_Spinta sismica+X_SLV
- 7 E_Spinta sismica+X_SLO
- 8 Sisma OSLU
- 9 Sisma OSLO

Combinazioni di carico:

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Combinazione di carico numero

1	SLU_TANDEM
2	SLU_DISTRIBUITO

Comb.\Cond	1	2	3	4	5
1	1.35	1.35	1.35	1.5	0.6
2	1.35	1.35	1.35	1.125	1.5

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

Combinazione di carico numero

3	Sisma 0
---	---------

Comb.\Cond	1	2	3	6	8
3	1	1	1	1	1

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero

4	RARA_TANDEM
5	RARA_DISTRIBUITA

Comb.\Cond	1	2	3	4	5
4	1	1	1	1	0.4
5	1	1	1	0.75	1

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero

6	FRE_TANDEM
7	FRE_DISTRIBUITA

Comb.\Cond	1	2	3	4	5
6	1	1	1	0.75	

10 RISULTATI DELLE ANALISI SEZIONE SCATOLARE

10.1 INVILUPPO SOLLECITAZIONI

Inviluppo sollecitazioni fondazione

Trave di fondazione Sezione numero 1 Rett. FONDAZIONE 100X50

Taglio	Min trave 37 43	-240.13 [kN]	Comb. 2	Max trave 37 43	236.65 [kN]	Comb. 2
Pressioni sul terreno	Min trave 43 52	0.214 [MPa]	Comb. 2	Max trave 51 37	0.091 [MPa]	Comb. 3
Momento flettente	Min trave 37 43	-105.26 [kNm]	Comb. 2	Max trave 37 43	47.52 [kNm]	Comb. 2
Momento torcente	Min trave 37 43	-0.00 [kNm]	Comb. 2	Max trave 51 37	0.00 [kNm]	Comb. 3

Inviluppo sollecitazioni impalcato

Trave Sezione numero 1 Rett. IMPALCATO 100X50

Sforzo normale	Min asta 42 48	126.93 [kN]	Comb. 8	Max asta 42 48	177.40 [kN]	Comb. 2
Taglio piano 1-2	Min asta 42 48	-351.94 [kN]	Comb. 2	Max asta 42 48	346.74 [kN]	Comb. 2
Taglio piano 1-3	Min asta 42 48	-0.00 [kN]	Comb. 2	Max asta 42 48	-0.00 [kN]	Comb. 8
Momento torcente	Min asta 42 48	-0.00 [kNm]	Comb. 2	Max asta 42 48	-0.00 [kNm]	Comb. 8
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 42 48	-102.77 [kNm]	Comb. 2	Max asta 42 48	118.82 [kNm]	Comb. 2
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 42 48	-0.00 [kNm]	Comb. 2	Max asta 42 48	0.00 [kNm]	Comb. 2

Inviluppo sollecitazioni piedritti

Trave Sezione numero 2 Rett. PIEDRITTI 100X50

Sforzo normale	Min asta 42 41	220.27 [kN]	Comb. 3	Max asta 44 43	394.13 [kN]	Comb. 2
Taglio piano 1-2	Min asta 42 41	-177.40 [kN]	Comb. 2	Max asta 48 47	177.40 [kN]	Comb. 2
Taglio piano 1-3	Min asta 42 41	-0.00 [kN]	Comb. 2	Max asta 48 47	0.00 [kN]	Comb. 2
Momento torcente	Min asta 48 47	0.00 [kNm]	Comb. 8	Max asta 48 47	0.00 [kNm]	Comb. 2
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 42 41	-112.31 [kNm]	Comb. 2	Max asta 48 47	118.82 [kNm]	Comb. 2
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 42 41	-0.00 [kNm]	Comb. 2	Max asta 48 47	0.00 [kNm]	Comb. 2

RELAZIONE DI CALCOLO

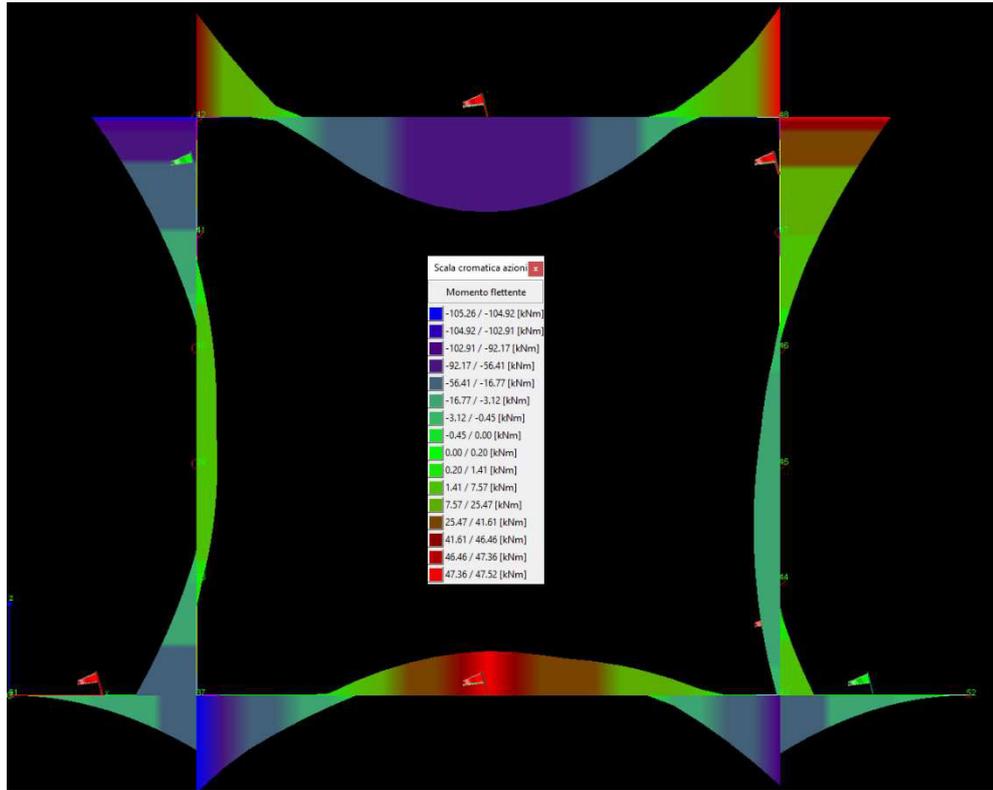


Figura 10-1 "Diagramma involuppo momenti flettenti"

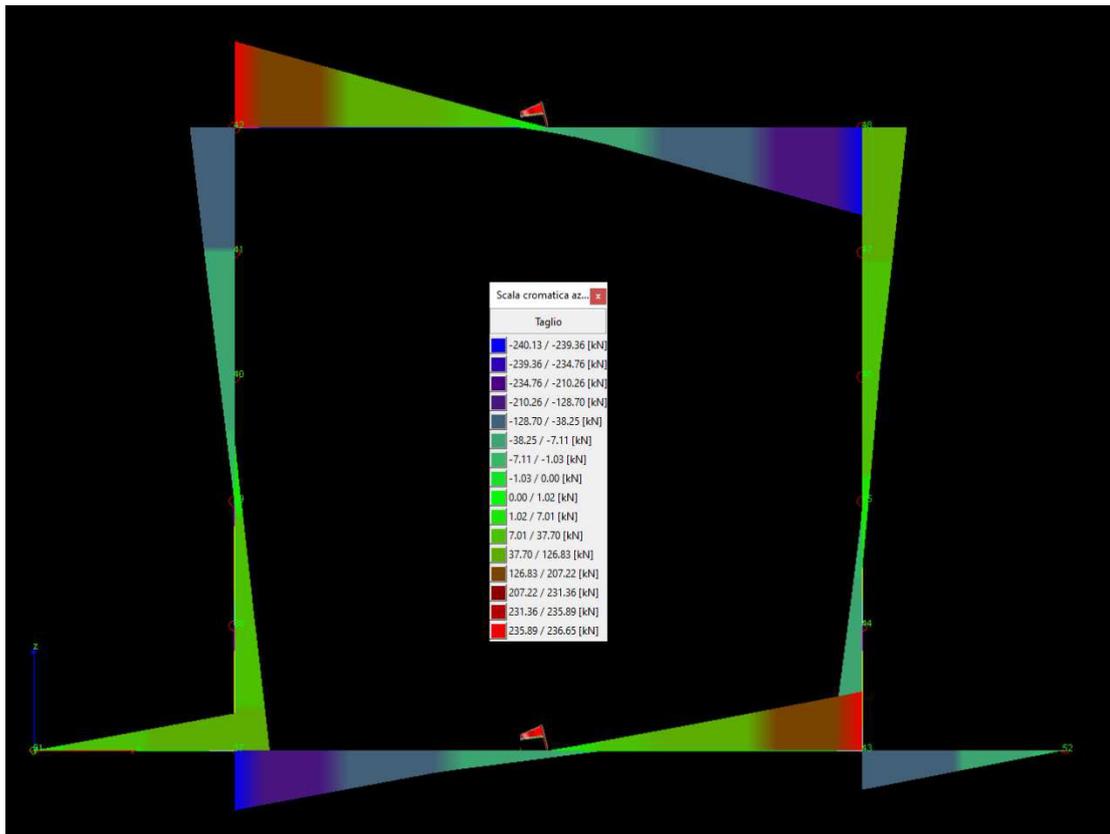


Figura 10-2"Inviluppo diagramma taglio"

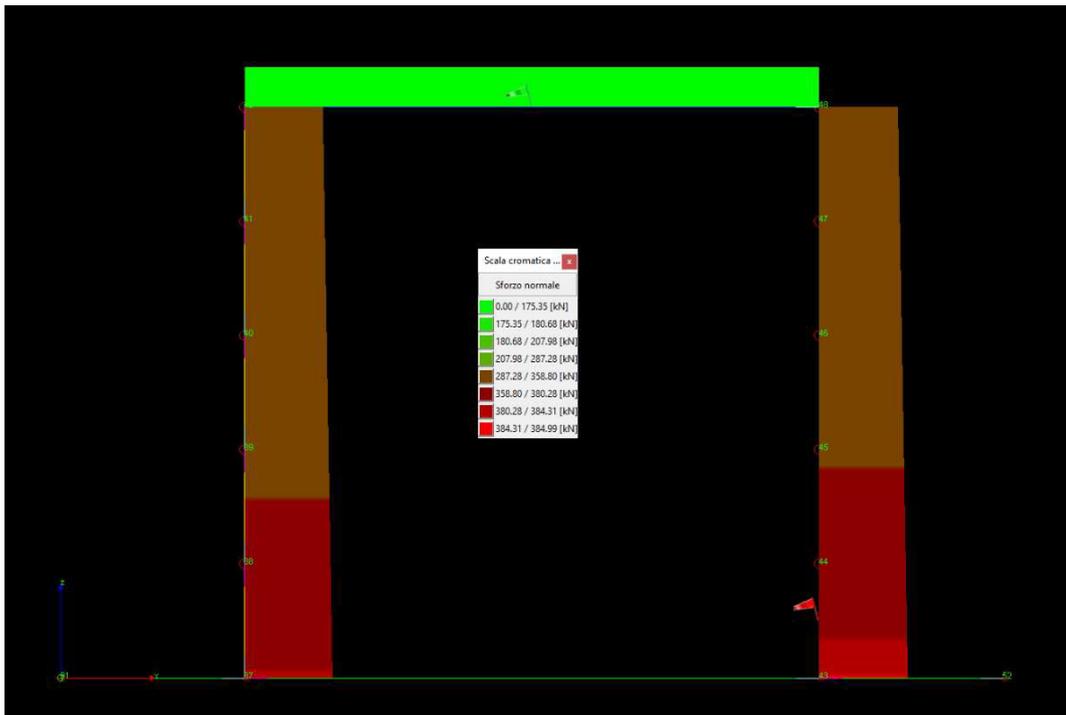


Figura 10-3 "Diagramma involuppo sforzo normale"

10.2 PRESSIONI TERRENO

Pressioni massime su terreno di fondazione

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 43 52	2	-0.214
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 51 37	2	-0.200

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 43 52	3	-0.197
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 51 37	3	-0.091

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
--	----------	--------------	------------

RELAZIONE DI CALCOLO

Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 43 52	5	-0.157
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 51 37	5	-0.148

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 43 52	6	-0.152
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 51 37	7	-0.145

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 37 43	8	-0.146
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 37 43	8	-0.144

Combinazioni agli Stati Limite di Operatività

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 43 52	9	-0.158
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 51 37	9	-0.131

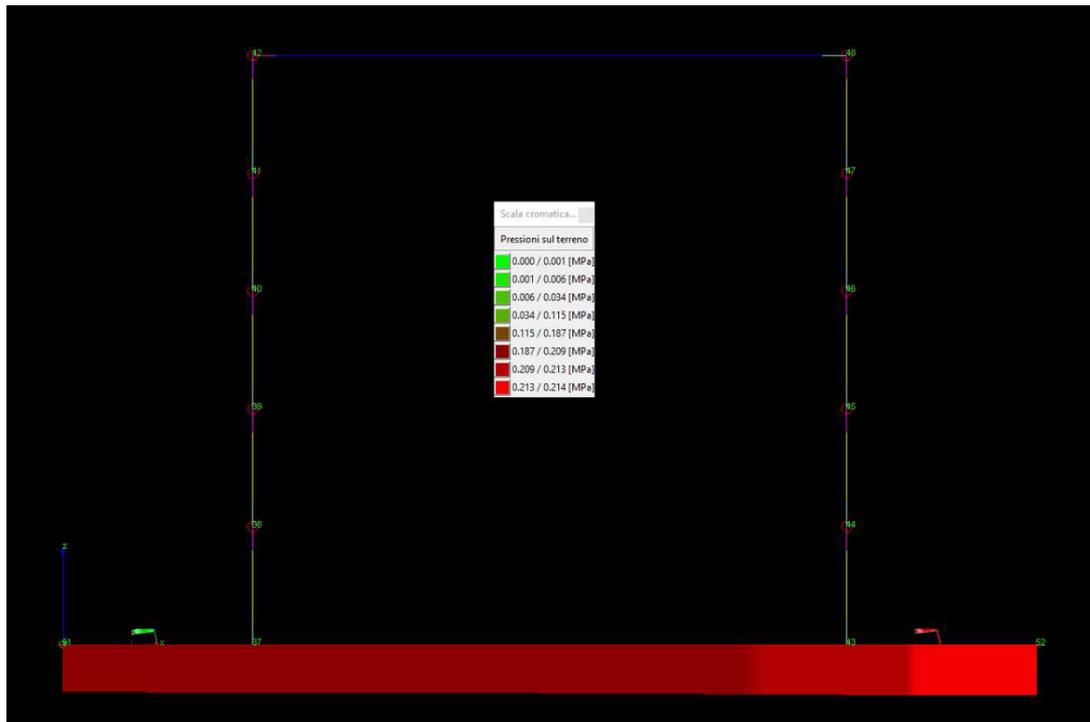


Figura 10-4"Diagramma involuppo pressioni terreno"

10.3 SOLLECITAZIONI RARE

Sollecitazioni fondazione

Trave di fondazione Sezione numero 1 Rett. FONDAZIONE 100X50

Taglio	Min trave 37 43	-176.65 [kN]	Comb. 5	Max trave 37 43	174.33 [kN]	Comb. 5
Pressioni sul terreno	Min trave 43 52	0.157 [MPa]	Comb. 5	Max trave 51 37	0.148 [MPa]	Comb. 5
Momento flettente	Min trave 37 43	-77.29 [kNm]	Comb. 5	Max trave 37 43	34.88 [kNm]	Comb. 5
Momento torcente	Min trave 37 43	-0.00 [kNm]	Comb. 5	Max trave 51 37	0.00 [kNm]	Comb. 5

Sollecitazioni impalcato

Trave Sezione numero 1 Rett. IMPALCATO 100X50

Sforzo normale	Min asta 42 48	128.99 [kN]	Comb. 4	Max asta 42 48	130.96 [kN]	Comb. 5
Taglio piano 1-2	Min asta 42 48	-258.69 [kN]	Comb. 5	Max asta 42 48	255.22 [kN]	Comb. 5
Taglio piano 1-3	Min asta 42 48	-0.00 [kN]	Comb. 5	Max asta 42 48	-0.00 [kN]	Comb. 4
Momento torcente	Min asta 42 48	-0.00 [kNm]	Comb. 5	Max asta 42 48	-0.00 [kNm]	Comb. 4
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 42 48	-75.49 [kNm]	Comb. 5	Max asta 42 48	87.27 [kNm]	Comb. 5
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 42 48	-0.00 [kNm]	Comb. 5	Max asta 42 48	0.00 [kNm]	Comb. 5

Sollecitazioni piedritti

Trave Sezione numero 2 Rett. PIEDRITTI 100X50

Sforzo normale	Min asta 42 41	251.21 [kN]	Comb. 4	Max asta 44 43	289.94 [kN]	Comb. 5
Taglio piano 1-2	Min asta 42 41	-130.96 [kN]	Comb. 5	Max asta 48 47	130.96 [kN]	Comb. 5
Taglio piano 1-3	Min asta 42 41	-0.00 [kN]	Comb. 5	Max asta 48 47	0.00 [kN]	Comb. 5
Momento torcente	Min asta 48 47	0.00 [kNm]	Comb. 4	Max asta 48 47	0.00 [kNm]	Comb. 5
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 42 41	-82.93 [kNm]	Comb. 5	Max asta 48 47	87.27 [kNm]	Comb. 5
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 42 41	-0.00 [kNm]	Comb. 5	Max asta 48 47	0.00 [kNm]	Comb. 5

10.4 SOLLECITAZIONI FREQUENTI

Sollecitazioni fondazione

Trave di fondazione Sezione numero 1 Rett. FONDAZIONE 100X50

Taglio	Min trave 37 43	-171.86 [kN]	Comb. 6	Max trave 37 43	170.94 [kN]	Comb. 6
Pressioni sul terreno	Min trave 43 52	0.152 [MPa]	Comb. 6	Max trave 51 37	0.145 [MPa]	Comb. 7
Momento flettente	Min trave 37 43	-74.14 [kNm]	Comb. 6	Max trave 37 43	33.79 [kNm]	Comb. 6
Momento torcente	Min trave 37 43	-0.00 [kNm]	Comb. 7	Max trave 51 37	0.00 [kNm]	Comb. 7

Sollecitazioni impalcato

Trave Sezione numero 1 Rett. IMPALCATO 100X50

Sforzo normale	Min asta 42 48	128.35 [kN]	Comb. 7	Max asta 42 48	128.83 [kN]	Comb. 6
Taglio piano 1-2	Min asta 42 48	-250.90 [kN]	Comb. 6	Max asta 42 48	249.51 [kN]	Comb. 6
Taglio piano 1-3	Min asta 42 48	-0.00 [kN]	Comb. 7	Max asta 42 48	-0.00 [kN]	Comb. 6
Momento torcente	Min asta 42 48	-0.00 [kNm]	Comb. 6	Max asta 42 48	-0.00 [kNm]	Comb. 7
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 42 48	-73.23 [kNm]	Comb. 6	Max asta 42 48	84.01 [kNm]	Comb. 6
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 42 48	-0.00 [kNm]	Comb. 7	Max asta 42 48	0.00 [kNm]	Comb. 7

Sollecitazioni piedritti

Trave Sezione numero 2 Rett. PIEDRITTI 100X50

Sforzo normale	Min asta 42 41	244.43 [kN]	Comb. 7	Max asta 44 43	282.15 [kN]	Comb. 6
Taglio piano 1-2	Min asta 42 41	-128.83 [kN]	Comb. 6	Max asta 48 47	128.83 [kN]	Comb. 6
Taglio piano 1-3	Min asta 42 41	-0.00 [kN]	Comb. 6	Max asta 48 47	0.00 [kN]	Comb. 6
Momento torcente	Min asta 48 47	0.00 [kNm]	Comb. 6	Max asta 48 47	0.00 [kNm]	Comb. 7
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 42 41	-82.28 [kNm]	Comb. 6	Max asta 48 47	84.01 [kNm]	Comb. 6
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 42 41	-0.00 [kNm]	Comb. 6	Max asta 48 47	0.00 [kNm]	Comb. 6

10.5 SOLLECITAZIONI QUASI PERMANENTI

Sollecitazioni fondazione

Trave di fondazione Sezione numero 1 Rett. FONDAZIONE 100X50

Taglio	Min trave 37 43	-165.62 [kN]	Comb. 8	Max trave 37 43	165.62 [kN]	Comb. 8
Pressioni sul terreno	Min trave 37 43	0.146 [MPa]	Comb. 8	Max trave 37 43	0.144 [MPa]	Comb. 8
Momento flettente	Min trave 37 43	-71.19 [kNm]	Comb. 8	Max trave 37 43	32.02 [kNm]	Comb. 8
Momento torcente	Min trave 37 43	-0.00 [kNm]	Comb. 8	Max trave 43 52	0.00 [kNm]	Comb. 8

Sollecitazioni impalcato

Trave Sezione numero 1 Rett. IMPALCATO 100X50

Sforzo normale	Min asta 42 48	126.93 [kN]	Comb. 8	Max asta 42 48	126.93 [kN]	Comb. 8
Taglio piano 1-2	Min asta 42 48	-240.62 [kN]	Comb. 8	Max asta 42 48	240.62 [kN]	Comb. 8
Taglio piano 1-3	Min asta 42 48	-0.00 [kN]	Comb. 8	Max asta 42 48	-0.00 [kN]	Comb. 8
Momento torcente	Min asta 42 48	-0.00 [kNm]	Comb. 8	Max asta 42 48	-0.00 [kNm]	Comb. 8
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 42 48	-69.80 [kNm]	Comb. 8	Max asta 42 48	80.59 [kNm]	Comb. 8
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 42 48	-0.00 [kNm]	Comb. 8	Max asta 42 48	0.00 [kNm]	Comb. 8

Sollecitazioni piedritti

Trave Sezione numero 2 Rett. PIEDRITTI 100X50

Sforzo normale	Min asta 48 47	240.62 [kN]	Comb. 8	Max asta 44 43	271.87 [kN]	Comb. 8
Taglio piano 1-2	Min asta 42 41	-126.93 [kN]	Comb. 8	Max asta 48 47	126.93 [kN]	Comb. 8
Taglio piano 1-3	Min asta 42 41	-0.00 [kN]	Comb. 8	Max asta 48 47	0.00 [kN]	Comb. 8
Momento torcente	Min asta 48 47	0.00 [kNm]	Comb. 8	Max asta 48 47	0.00 [kNm]	Comb. 8
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 42 41	-80.59 [kNm]	Comb. 8	Max asta 48 47	80.59 [kNm]	Comb. 8
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 42 41	-0.00 [kNm]	Comb. 8	Max asta 48 47	0.00 [kNm]	Comb. 8

11 VERIFICHE SEZIONE

11.1 VERIFICHE SLU/SLV

11.1.1 Soletta fondazione - flessione

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 50,00cm

Afi= 6Ø24 = 27,14cmq Afs=6Ø24 = 27,14cmq

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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

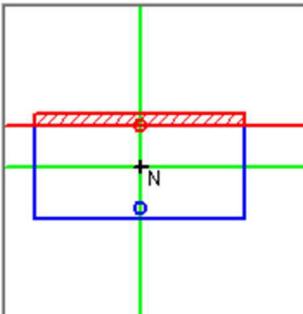
Titolo: Soletta

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	27,14	5
2	27,14	45

Tipologia sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma della sezione: 

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 105,26 kNm
M_{yEd} 0

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
L_o 0 cm Col. modello

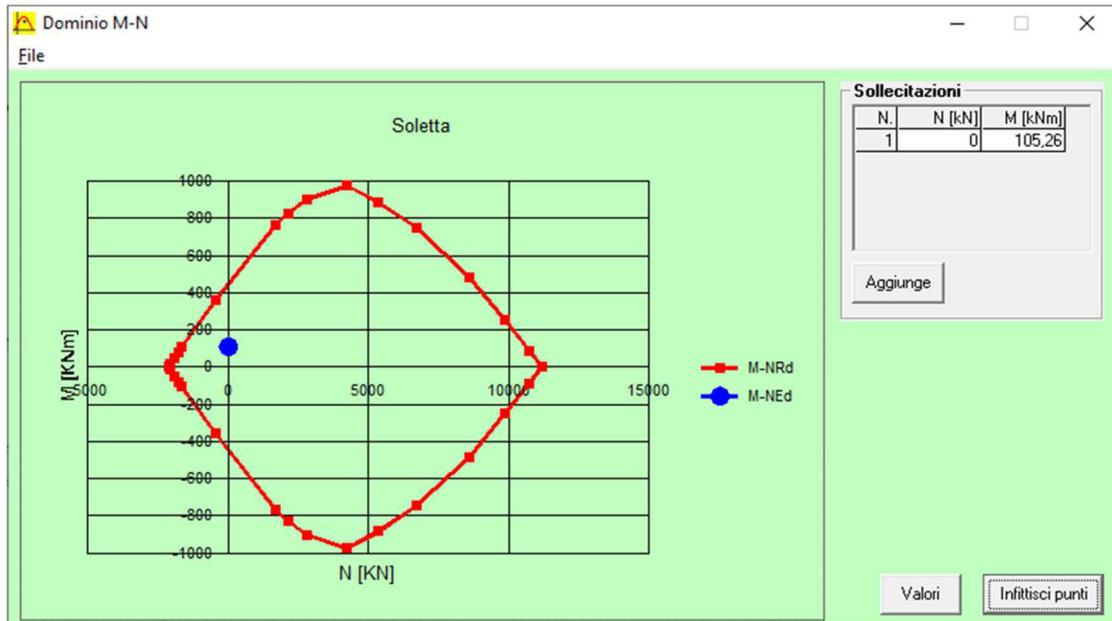
Precompresso

Materiali:

B450C		C32/40	
ε _{su}	67,5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm²	ε _{cu}	3,5 ‰
E _s	200 000 N/mm²	f _{cd}	18,13
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	12,25
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,7333
		τ _{c1}	2,114

M_{xRd} 446,8 kN m

σ_c -18,13 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 24,23 ‰
d 45 cm
x 5,68 x/d 0,1262
δ 0,7



11.1.2 Soletta fondazione – taglio

Verifica a taglio

par. 4.1.2.1.3.1 NTC2008

Valore di calcolo dello sforzo di taglio	V_{Ed}	240130	N	
resistenza calcestruzzo	R_{ck}	40	N/mm ²	
	f_{ck}	33,2	N/mm ²	
coeff. parziale di sicurezza del cls	γ_c	1,5		
altezza	h	500	mm	
copriferro	c	50	mm	
altezza utile	d	450	mm	
larghezza minima sezione	b_w	1000	mm	
armatura longitudinale	A_{sl}	2712,96	mm ²	
sezione calcestruzzo	A_c	500000	mm ²	
valore di calcolo dello sforzo normale	N_{Ed}	0	N	
$k=1+(200/d)^{1/2} \leq 2$	k	1,6666667		
$v_{min}=0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$	v_{min}	0,4339205		
$\rho_1=A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02$	ρ_1	0,0060288		rapporto geometrico di armatura longitudinale
$\sigma_{cp}=N_{Ed}/A_c \leq 0,2f_{cd}$	σ_{cp}	0	N/mm ²	tensione media di compressione della sezione
Resistenza a taglio	V_{Rd}	244361,15	N	
$V_{Rd} = \{(0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}) / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$				VERIFICATA
$V_{Rd} \geq V_{Ed}$				VERIFICATA

11.1.3 Impalcato – flessione

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 50,00cm

Afi= 6Ø24 = 27,14cmq Afs=6Ø24 = 27,14cmq

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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **Impalcato**

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	27,14	5
2	27,14	45

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	126,93	0	kN
M _{xEd}	118,82	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C		C32/40	
ε _{su}	67,5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm²	ε _{cu}	3,5 ‰
E _s	200 000 N/mm²	f _{cd}	18,13
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	12,25
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,7333
		τ _{c1}	2,114

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c ‰

ε_s ‰

d cm

x x/d δ

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

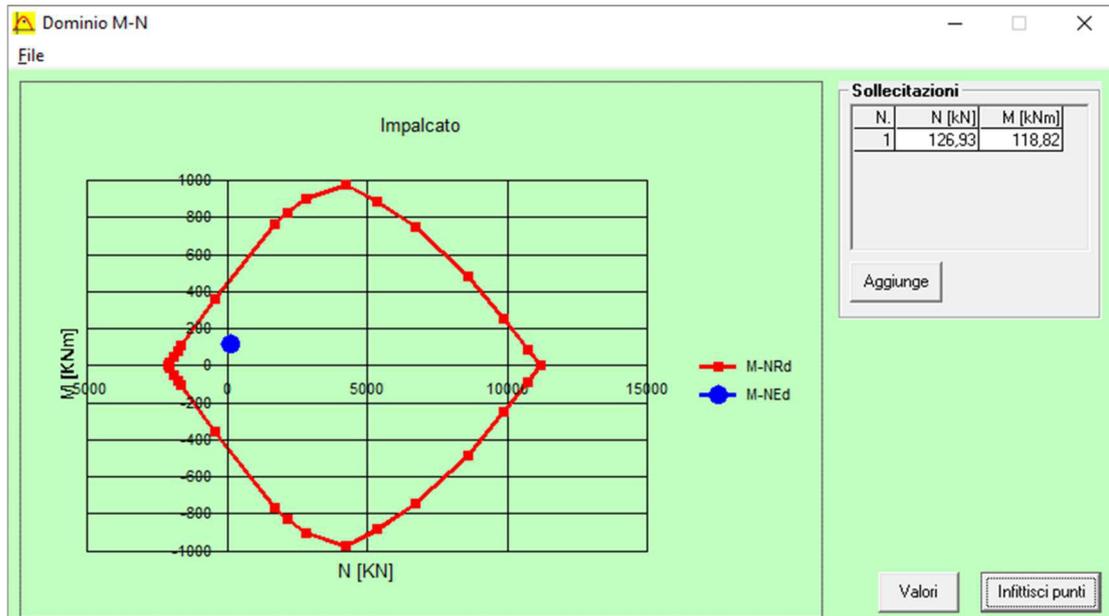
Calcola MRd Dominio M-N

L_o cm Col. modello

Precompresso

MANDATARIA:

MANDANTI:



11.1.4 Impalcato – taglio

Verifica a taglio

par. 4.1.2.1.3.2 NTC2008

valore di calcolo dello sforzo normale	N_{Ed}	126,93	KN	
Valore di calcolo dello sforzo di taglio	V_{Ed}	351,94	KN	
resistenza calcestruzzo	R_{ck}	40	N/mm ²	
	f_{ck}	33	N/mm ²	
coeff. parziale di sicurezza del cls	γ_c	1,50		
	f_{cd}	18,81	N/mm ²	
resistenza calcestruzzo ridotta	f'_{cd}	9,41	N/mm ²	
resistenza acciaio	f_{yd}	391,30	N/mm ²	
sezione calcestruzzo	A_c	500000	mm ²	
larghezza minima sezione	b_w	1000	mm	
altezza utile	d	450	mm	
area armatura trasversale	A_{sw}	157,08	mm ²	n° braccia 2
interasse fra armature trasversali	s	100	mm	φ 10
	σ_{cp}	0,25		
inclin. arm. trasv. rispetto asse trave	α	45	°	
inclin. puntoni cls	θ	45,00	°	
coefficiente maggiorativo	α_c	1,01		

Resistenza di calcolo a taglio trazione

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha = 352,05 \text{ KN}$$

Resistenza di calcolo a taglio compressione

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 3862,64 \text{ KN}$$

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Resistenza di taglio

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

352,05 KN

VERIFICATA

Dato l'elevato sforzo di taglio, si introduce apposita armatura in numero di staffe $\varnothing 10$ a 2 bracci e passo 100mm.

11.1.5 Piedritti - flessione

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 50,00cm

Afi= 6 $\varnothing 24$ = 27,14cmq Afs=6 $\varnothing 24$ = 27,14cmq

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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO: Piedritti

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	27,14	5
			2	27,14	45

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 220,27 0 kN
M_{xEd} 118,82 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

M_{xRd} 490,8 kNm
 σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 21,87 ‰
 d 45 cm
 x 6,209 x/d 0,138
 δ 0,7

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

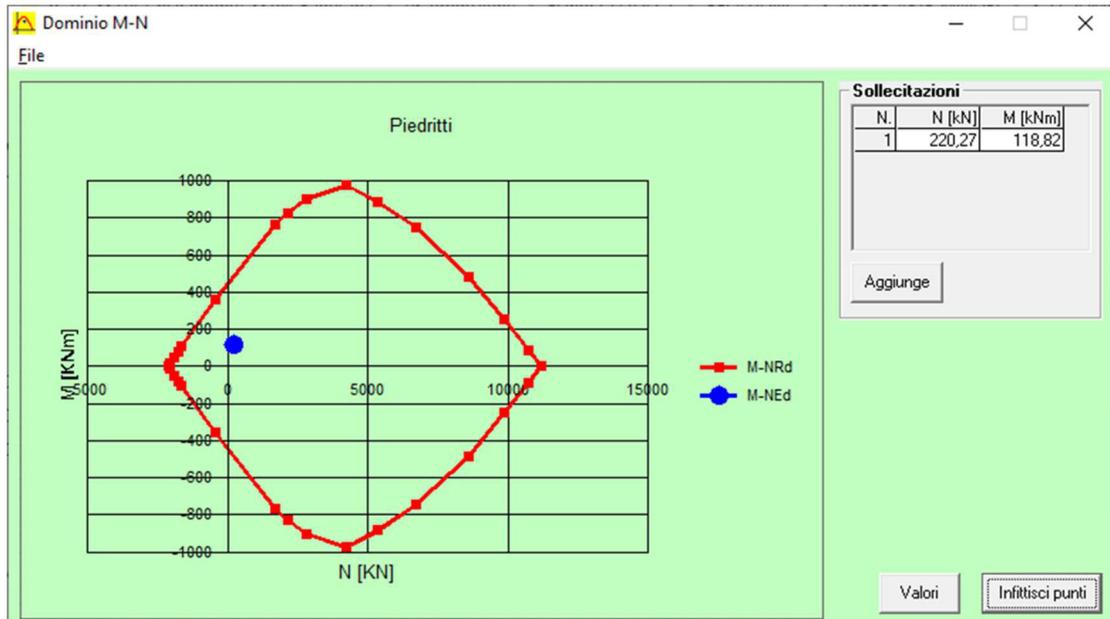
N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
 L_o 0 cm Col. modello

Precompresso

MANDATARIA:

MANDANTI:



11.1.6 Piedritti – taglio

Verifica a taglio

par. 4.1.2.1.3.1 NTC2008

Valore di calcolo dello sforzo di taglio	V_{Ed}	177400	N	
resistenza calcestruzzo	R_{ck}	40	N/mm ²	
	f_{ck}	33,2	N/mm ²	
coeff. parziale di sicurezza del cls	γ_c	1,5		
altezza	h	500	mm	
copriferro	c	50	mm	
altezza utile	d	450	mm	
larghezza minima sezione	b_w	1000	mm	
armatura longitudinale	A_{sl}	2712,96	mm ²	
sezione calcestruzzo	A_c	500000	mm ²	
valore di calcolo dello sforzo normale	N_{Ed}	126930	N	
$k=1+(200/d)^{1/2} \leq 2$	k	1,6666667		
$v_{min}=0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$	v_{min}	0,4339205		
$\rho_1=A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02$	ρ_1	0,0060288		rapporto geometrico di armatura longitudinale
$\sigma_{cp}=N_{Ed}/A_c \leq 0,2f_{cd}$	σ_{cp}	0,25386	N/mm ²	tensione media di compressione della sezione
Resistenza a taglio	V_{Rd}	261496,7	N	
$V_{Rd}=\{(0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3})/\gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$				VERIFICATA
$V_{Rd} \geq V_{Ed}$				VERIFICATA

11.2 VERIFICHE SLE

11.2.1 Impalcato

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 50,00cm

Afi= 6Ø24 = 27,14cmq Afs=6Ø24 = 27,14cmq

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M _{Ed}	87,3	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	450	[mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	2714	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	2714	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	136,16	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	515394877	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	σ _{c,caratt}	19,92	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ _s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2,31	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	79,71	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M _{Ed}	80,6	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	500	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	450	[-]
Area dell'armatura tesa	A _s	2714	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	2714	[mm ²]

RELAZIONE DI CALCOLO

Posizione dell'asse neutro	x	136,16 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	515394877 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14,94 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2,13 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	73,61 [MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	450 [mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	2714 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	2714 [mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	100 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S _{rif,max}	310 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

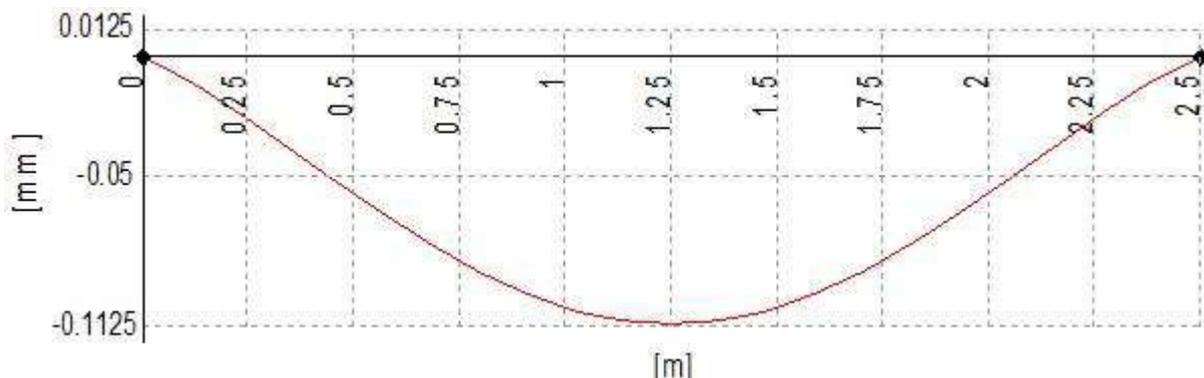
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	80,59 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	136,16 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	73,61 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	3,1 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	121,27965 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	121279,65 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,02238 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α_e	5,94 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000054 [-]
		0,000221 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	24,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]
	k ₃	3,4 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	352,30 [mm]
		352,30 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0778 [mm]

RELAZIONE DI CALCOLO

Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed, freq.}$	84,01 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	136,16 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	76,73 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct, eff}$	3,1 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c, eff}$	121,27965 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c, eff}$	121279,65 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p, eff}$	0,02238 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	5,94 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000070 [-] 0,000230 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	24,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]
	k_3	3,4 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r, max}$	352,30 [mm] 352,30 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0811 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3 [mm]

DEFORMABILITA'

Asta Nodi	Sezione	Jx [cm ⁴]	Jy [cm ⁴]
42 - 48	1 Rett. Impalcato B 100 H 50 [cm]	4166667	1041667



Lunghezza dell'asta 2.50 [m]

Freccia massima nel piano 1-2 combinazione 8: -0.1 [mm]
Freccia massima nel piano 1-3 combinazione 8: -0.0 [mm]
Rapporto f/L nel piano 1-2 1/-22356
Rapporto f/L nel piano 1-3 1/∞

11.2.2 Piedritti

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 50,00cm

Afi= 6Ø24 = 27,14cmq Afs=6Ø24 = 27,14cmq

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M _{Ed}	87,3	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	450	[mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	2714	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	2714	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	136,16	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	515394877	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	σ _{c,caratt}	0	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ _s	19,92	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ _s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2,31	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	79,71	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M _{Ed}	80,6	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	500	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]

RELAZIONE DI CALCOLO

Altezza utile della sezione	d'	450	[-]
Area dell'armatura tesa	As	2714	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A's	2714	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	136,16	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	515394877	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14,94	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2,13	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	73,61	[MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	450	[mm]
Area dell'armatura tesa	As	2714	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A's	2714	[mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	100	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	$s_{rif,max}$	310	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	80,59	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	136,16	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	73,61	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	121,27965	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	121279,65	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,02238	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	5,94	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000054	[-]
		0,000221	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	24,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5	[-]
	k_3	3,4	[-]
	k_4	0,425	[-]

RELAZIONE DI CALCOLO

Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	352,30 [mm]
		352,30 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0778 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed,req.}$	84,01 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	136,16 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	76,73 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_f	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	121,27965 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	121279,65 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,02238 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	5,94 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000070 [-]
		0,000230 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	24,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]
	k_3	3,4 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	352,30 [mm]
		352,30 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0811 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3 [mm]

11.2.3 Soletta fondazione

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 50,00cm

Afi= 6Ø24 = 27,14cmq Afs=6Ø24 = 27,14cmq

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante assunto in valore assoluto

M_{Ed}

77,3

[kNm]

RELAZIONE DI CALCOLO

Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	450	[mm]
Area dell'armatura tesa	As	2714	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A's	2714	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	136,16	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	515394877	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt}$	19,92	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2,04	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	70,60	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M _{Ed}	71,2	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	500	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	450	[-]
Area dell'armatura tesa	As	2714	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A's	2714	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	136,16	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	515394877	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14,94	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,88	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	65,02	[MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	450	[mm]

RELAZIONE DI CALCOLO

Area dell'armatura tesa	As	2714	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A's	2714	[mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	C	50	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	100	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S _{rif,max}	310	[mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	71,19	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	136,16	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	65,02	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	3,1	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4	[-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	121,27965	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	121279,65	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ_p,eff	0,02238	[-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α_e	5,94	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000011	[-]
		0,000195	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	24,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5	[-]
	k ₃	3,4	[-]
	k ₄	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	352,30	[mm]
		352,30	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0687	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2	[mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente			
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	M_{Ed,freq.}	74,14	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	136,16	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	67,72	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	3,1	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4	[-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	121,27965	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	121279,65	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ_p,eff	0,02238	[-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α_e	5,94	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000025	[-]
		0,000203	[-]

RELAZIONE DI CALCOLO

Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	24,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]
	k_3	3,4 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	352,30 [mm]
		352,30 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0716 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3 [mm]

11.3 VERIFICHE SLO

La normativa NTC2008 prescrive, per le costruzioni che ricadono in classe d'uso IV, verifiche di rigidità allo stato limite di operatività.

Data la difficoltà di inserire la struttura in esame tra le categorie elencate al 7.3.7.2 delle NTC2008, si è deciso, in via cautelativa, di verificare suddetto stato limite con il valore di controllo più basso, ossia $d_r < 0,005h$, ulteriormente moltiplicato per 2/3 così come richiesto.

In definitiva il valore massimo di spostamento ammissibile è:

$$d_r = 0,005 \cdot h \cdot 2/3 = 0,005 \cdot 2500 \cdot 2/3 = 8,33 \text{ mm}$$

Massimi spostamenti differenziali orizzontali

- Fattore moltiplicativo spostamenti dovuti al sisma $b = 1$
- $c = 1$
- Controllo degli spostamenti di interpiano d_U inferiore a $0,0033 H$

Nelle combinazioni SLD b è moltiplicato per $q_{SLD} = 1,00$

Comb.	U_x		U_y		U_z		$ U_{xyz} $	
	Nodi	U_x [mm]	Nodi	U_y [mm]	Nodi	U_z [mm]	Nodi	$ U_{xyz} $ [mm]
9	43-48	0.2	37-42	0.0	43-48	-0.0	43-48	0.2

Lo spostamento nella direzione di verifica risulta essere di 0.2mm, nettamente inferiore ai limiti normativi.

12 ALLEGATO – TABULATI DI CALCOLO SCATOLARE SEZIONE

12.1 DATI RELATIVI AI NODI DELLA STRUTTURA



Figura 12-1 "Schema strutturale a fili"

RELAZIONE DI CALCOLO

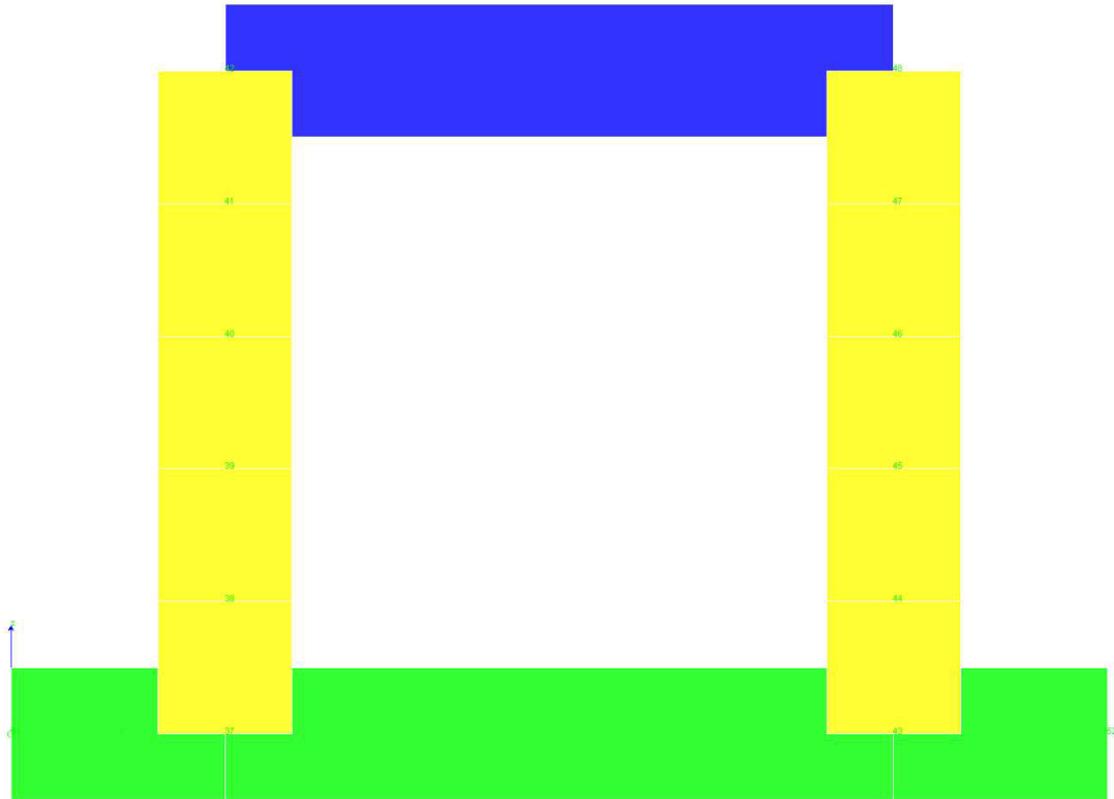


Figura 12-2"Schema strutturale solido"

Convenzioni adottate

La terna di riferimento generale è destrorsa.

I nodi vengono numerati, con riferimento a una sezione orizzontale, da sinistra a destra, dal basso verso l'alto e per quote crescenti.

L'impalcato di appartenenza di un nodo è definito, in generale, dalla prima delle tre cifre che ne definiscono il numero, possono tuttavia presentarsi casi in cui si hanno più di 100 nodi per solaio nel qual caso il solaio di appartenenza è specificato dall'ultimo valore stampato nella riga dei dati relativi al nodo.

La maschera dei vincoli è costituita dai valori 0 e 1. Il valore 1 indica che per il nodo in riferimento il grado di libertà correlativo è soppresso mentre il valore 0 indica che è libero.

Nel caso di edifici civili multipiano l'asse z generale coincide con l'asse verticale rivolto verso l'alto.

Nodi

Nodo	x [m]	y [m]	z [m]	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	Solaio
37	0.00	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0
38	0.00	0.00	0.50	0	0	0	0	0	0	0
39	0.00	0.00	1.00	0	0	0	0	0	0	0
40	0.00	0.00	1.50	0	0	0	0	0	0	0
41	0.00	0.00	2.00	0	0	0	0	0	0	0

RELAZIONE DI CALCOLO

Nodo	x [m]	y [m]	z [m]	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	Solaio
42	0.00	0.00	2.50	0	0	0	0	0	0	0
43	2.50	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0
44	2.50	0.00	0.50	0	0	0	0	0	0	0
45	2.50	0.00	1.00	0	0	0	0	0	0	0
46	2.50	0.00	1.50	0	0	0	0	0	0	0
47	2.50	0.00	2.00	0	0	0	0	0	0	0
48	2.50	0.00	2.50	0	0	0	0	0	0	0
51	-0.80	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0
52	3.30	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0

12.2 ELEMENTI TIPO TRAVE

Convenzioni adottate

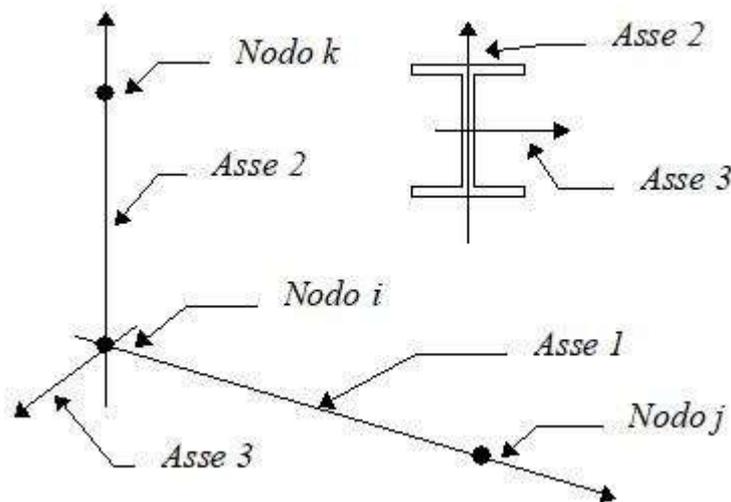
Ogni elemento tipo trave viene identificato da:

Il nodo iniziale *i*;

Il nodo finale *j*;

Il nodo *k* che definisce l'orientamento nello spazio della terna riferimento locale dell'elemento.

La terna di riferimento locale delle travi risulta essere così disposta:



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

RELAZIONE DI CALCOLO

Caratteristiche dei Materiali:

Tipo	Modulo Elastico [MPa]	ν	alfa [1/°C]	Peso Specifico [KN/m ³]	Commento
1	30000.000	0.120	0.000012	25.00	Calcestruzzo
2	210000.003	0.330	0.000012	78.50	Acciaio

Sezioni Impiegate:

Sezione	Materiale	Tipo di Sezione	Parametri Dimensionali Commenti
1	1	Rett.	B= 100 H= 50 [cm] Impalcato

Caratteristiche Inerziali:

Sezione	Materiale	Area [mm ²]	Jt [cm ⁴]	J2 [cm ⁴]	J3 [cm ⁴]	J23 [cm ⁴]	Xx	Xy
1	1	500000	2860465	1041667	4166667	0	1.2	1.2

Dal Nodo	Al Nodo	Nodo k	Luce [m]	Materiale	Sezione	Fixity factors								Rigid-end [m]			
						V _{i12}	V _{j12}	V _{i13}	V _{j13}	N _i	N _j	T _i	T _j	d _{ri}	d _{rj}		
42	48	10000	2.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00

12.3 ELEMENTO TIPO PILASTRO

Convenzioni adottate

Ogni elemento tipo pilastro viene identificato da:

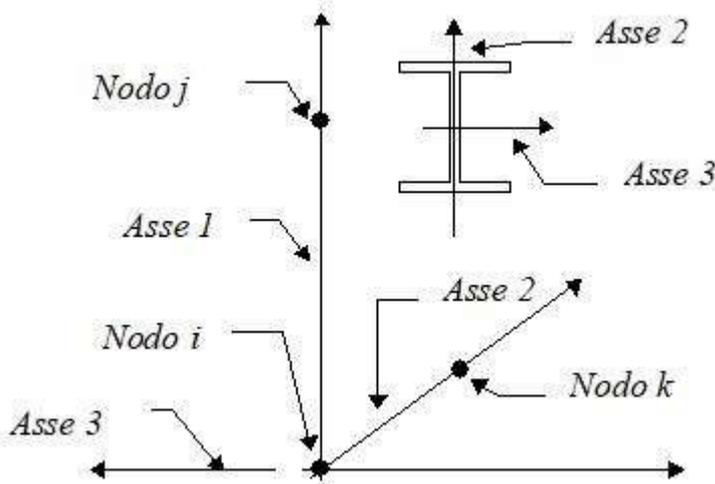
Il nodo iniziale **i**;

Il nodo finale **j**;

Il nodo **k** che definisce l'orientamento nello spazio della terna riferimento locale dell'elemento.

La terna di riferimento locale del pilastro risulta quindi essere così disposta:

RELAZIONE DI CALCOLO



Sistema di riferimento locale

Vengono riportati i valori di efficacia dei vincoli flessionali alle estremità dell'elemento (variabili fra lo 0% e il 100%), nei due piani 1-2 e 1-3 del pilastro in corrispondenza dei nodi, dando quindi la possibilità di considerare aste non perfettamente incastrate alle estremità (coefficienti $V_{i12} - V_{j12} - V_{i13} - V_{j13}$).

In generale, se non diversamente disposto, l'asse 2 coincide, per i pilastri, con l'asse y globale e pertanto la disposizione della sezione coincide con quella che si avrebbe in una vista in pianta.

Caratteristiche dei Materiali:

Tipo	Modulo Elastico [MPa]	ν	alfa [1/°C]	Peso Specifico [KN/m³]	Commento
1	30000.000	0.120	0.000012	25.00	Calcestruzzo
2	210000.003	0.330	0.000012	78.50	Acciaio

Sezioni Impiegate:

Sezione	Materiale	Tipo di Sezione	Parametri Dimensionali Commenti
1	1	Rett.	B= 100 H= 50 [cm] Piedritti

Caratteristiche Inerziali:

Sezione	Materiale	Area [mm²]	Jt [cm⁴]	J2 [cm⁴]	J3 [cm⁴]	J23 [cm⁴]	Xx	Xy
1	1	500000	2860465	1041667	4166667	0	1.2	1.2

Dal Nodo	Al Nodo	Nodo k	Luca [m]	Materiale	Sezione	Fixity factors								Rigid-end [m]		
						V_{i12}	V_{j12}	V_{i13}	V_{j13}	N_i	N_j	T_i	T_j	d_{ri}	d_{rj}	
38	37	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

39	38	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
40	39	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
41	40	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
42	41	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
44	43	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
45	44	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
46	45	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
47	46	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
48	47	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00

12.4 ELEMENTO TIPO TRAVE SU SUOLO ALLA WINKLER

Convenzioni adottate

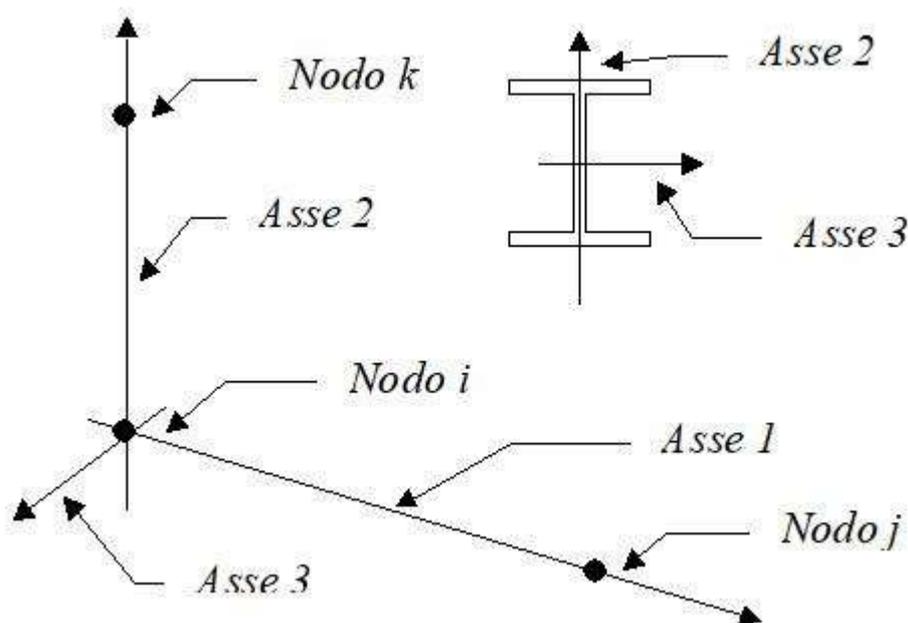
Ogni elemento tipo trave su suolo alla Winkler viene identificato da:

Il nodo iniziale i ;

il nodo finale j ;

il nodo k che definisce l'orientamento nello spazio della terna riferimento locale dell'elemento.

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



La modellazione del terreno sul quale agiscono le travi è alla Winkler e pertanto particolare attenzione va riposta ai casi in cui le travi inducano sul terreno zone di trazione poichè, in tal caso, la modellazione stessa cade in difetto.

Caratteristiche dei Materiali:

RELAZIONE DI CALCOLO

Tipo	Modulo Elastico [MPa]	ν	alfa [1/°C]	Peso Specifico [KN/m³]	Commento
1	30000.000	0.120	0.000012	25.00	Calcestruzzo
2	210000.003	0.330	0.000012	78.50	Acciaio

Numero	k Winkler [kg/cm³]	E [MPa]	ν	Commento
1	5.0	0.100	0.10	Default

Sezioni Impiegate:

Sezione	Materiale	Tipo di Sezione	Parametri Dimensionali	Commenti
1	1	Rett.	B= 100 H= 50 [cm]	Terreno numero 1 Default Soletta

Caratteristiche Inerziali:

Sezione	Materiale	Area [mm²]	Jt [cm^4]	J2 [cm^4]	J3 [cm^4]	J23 [cm^4]	Xx	Xy
1	1	500000	2860465	1041667	4166667	0	1.2	1.2

Travata	Trave	Nodo i	Nodo j	Nodo k	Materiale	Sezione	Luce [m]
0	0	43	52	10001	1	1	0.80
0	0	51	37	10001	1	1	0.80
0	0	37	43	10001	1	1	2.50

12.5 CONDIZIONI, COMBINAZIONI E ANALISI SISMICA

Tipo di analisi Statica + Statica equivalente

Numero di condizioni di carico ... : 7

Numero di combinazioni di carico . : 9

Condizione

1	G1k_Strutturale
2	G2.1k_Geo su calotta

RELAZIONE DI CALCOLO

Condizione

3	G2.2k_Spinta a riposo
4	Q1_Veicolo tandem
5	Q2_Veicolo distribuito
6	E_Spinta sismica+X_SLV
7	E_Spinta sismica+X_SLO
8	Sisma OSLU
9	Sisma OSLO

Combinazioni di carico:

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Combinazione di carico numero

1	SLU_TANDEM
2	SLU_DISTRIBUITO

Comb.\Cond	1	2	3	4	5
1	1.35	1.35	1.35	1.5	0.6
2	1.35	1.35	1.35	1.125	1.5

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

Combinazione di carico numero

3	Sisma 0
---	---------

Comb.\Cond	1	2	3	6	8
3	1	1	1	1	1

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero

4	RARA_TANDEM
5	RARA_DISTRIBUITA

Comb.\Cond	1	2	3	4	5
4	1	1	1	1	0.4
5	1	1	1	0.75	1

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero

6	FRE_TANDEM
---	------------

Combinazione di carico numero

7 FRE_DISTRIBUITA

Comb.\Cond	1	2	3	4	5
6	1	1	1	0.75	
7	1	1	1		0.4

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero

8 QUASI PERMANENTE

Comb.\Cond	1	2	3
8	1	1	1

Combinazioni agli Stati Limite di Operatività

Combinazione di carico numero

9 Sisma 0

Comb.\Cond	1	2	3	9
9	1	1	1	1

RISULTATI DELL'ANALISI DINAMICA

I_s	raggio d'inerzia polare di piano $I_s = \sqrt{J_p / m}$
X_g, Y_g, Z_g	coordinate centro di massa Modale
D_x, D_y	eccentricità centro di massa-centro delle rigidezza
$K_{r_{zz}}, K_{t_{min}}, K_{t_{max}}$	rigidezze traslanti e torcenti
r_1, r_2	raggi giratori d'inerzia ($r_1 = (K_{r_{zz}} / K_{t_{min}})^{1/2}$, $r_2 = (K_{r_{zz}} / K_{t_{max}})^{1/2}$)
$\Delta K_x, \Delta K_y, \Delta K_{\theta z}$	incrementi percentuali di rigidezza ($\Delta K = (K_i - K_{i-1}) / K_{i-1}$)
$K_{x_i}, K_{y_i}, K_{\theta z_i}$	rigidezze traslanti e torsionali del piano i-esimo rispetto agli assi globali
R	ordinata dello spettro
Coeff.di Part.	coefficienti di partecipazione (in letteratura g_{ij})
$ L_i / L_1 $	rapporto percentuale fra i fattori di partecipazione del modo i-esimo e del primo modo
Mmi/Mmtot	percentuale massa modale efficace dell'i-esimo modo

RELAZIONE DI CALCOLO

Sum Mmi/Mmtot percentuale cumulativa delle masse modali efficaci

$\phi_{i,Ux}, \phi_{i,Uy}, \phi_{i,\theta z}$ spostamenti modali del nodo master

Modalità di valutazione della risposta modale

Analisi spettrale via Subspace iterator

Smorzamento strutturale 5.0 %

risposta $S = CQC(S_i)$

segno risposta = $\text{sign}(\sum S_i)$

Sintesi dei risultati SLV per direzione d'ingresso del sisma.

Direzione d'ingresso	Modo Principale	Periodo [sec]	% Massa Modale Modo Principale	% Massa Modale Totale
0.00 [°] SLV	2	0.09	52.2	100.0

Autovalori, Periodi Masse Modali efficaci

Risultati angolo di ingresso del sisma: 0.00 [°] SLV

Modo	Periodo [sec]	R	Coefficiente di Partecipazione	$\% L_i / L_1 $	Massa Modale	% M_{mi}/M_{mtot}	% $\Sigma M_{mi}/M_{mtot}$
2	0.09	0.570	2.1581672668e+01		4.6576858521e+02	52.2	52.2
5	0.02	0.393	1.6776830673e+01	77.7	2.8146203613e+02	31.6	83.8
7	0.01	0.360	7.2971415520e+00	33.8	5.3248275757e+01	6.0	89.7
10	0.00	0.356	6.5280737877e+00	30.2	4.2615745544e+01	4.8	94.5
15	0.00	0.351	5.9210681915e+00	27.4	3.5059047699e+01	3.9	98.5
20	0.00	0.350	3.3174538612e+00	15.4	1.1005499840e+01	1.2	99.7
26	0.00	0.349	1.5400036573e+00	7.1	2.3716113567e+00	0.3	100.0
22	0.00	0.349	-5.7473534346e-01	2.7	3.3032071590e-01	0.0	100.0
13	0.00	0.353	2.9206097126e-01	1.4	8.5299611092e-02	0.0	100.0
30	0.00	0.348	-2.2383632138e-02	0.1	5.0102698151e-04	0.0	100.0
32	0.00	0.348	6.1970925890e-03	0.0	3.8403955841e-05	0.0	100.0
34	0.00	0.348	2.0358741749e-03	0.0	4.1447838157e-06	0.0	100.0
8	0.00	0.357	-3.0835469715e-06	0.0	9.5082622331e-12	0.0	100.0
33	0.00	0.348	-2.6167165288e-06	0.0	6.8472055283e-12	0.0	100.0
16	0.00	0.351	1.1173474377e-06	0.0	1.2484653068e-12	0.0	100.0

RELAZIONE DI CALCOLO

25	0.00	0.349	-8.1930068063e-07	0.0	6.7125358006e-13	0.0	100.0
31	0.00	0.348	-7.2393459050e-07	0.0	5.2408126667e-13	0.0	100.0
21	0.00	0.350	-3.6557332805e-07	0.0	1.3364385553e-13	0.0	100.0
19	0.00	0.350	-3.6542775206e-07	0.0	1.3353744109e-13	0.0	100.0
3	0.05	0.476	3.2385725035e-07	0.0	1.0488351588e-13	0.0	100.0
29	0.00	0.348	-1.9020097852e-07	0.0	3.6176411259e-14	0.0	100.0
6	0.01	0.365	1.2849864106e-07	0.0	1.6511901032e-14	0.0	100.0
14	0.00	0.353	-8.1575514344e-08	0.0	6.6545644253e-15	0.0	100.0
12	0.00	0.353	5.3088360374e-08	0.0	2.8183740183e-15	0.0	100.0
9	0.00	0.357	4.6546392746e-16	0.0	2.1665665684e-31	0.0	100.0
17	0.00	0.350	3.8997680118e-16	0.0	1.5208190912e-31	0.0	100.0
23	0.00	0.349	-1.8376942273e-16	0.0	3.3771200383e-32	0.0	100.0
27	0.00	0.349	-7.7559835747e-17	0.0	6.0155280555e-33	0.0	100.0
11	0.00	0.356	2.6299941224e-17	0.0	6.9168691139e-34	0.0	100.0
1	0.28	0.817	8.4174205190e-18	0.0	7.0852967914e-35	0.0	100.0
4	0.02	0.406	-2.9494224891e-18	0.0	8.6990929798e-36	0.0	100.0
18	0.00	0.350	2.2188232781e-18	0.0	4.9231768276e-36	0.0	100.0
24	0.00	0.349	1.1731642066e-18	0.0	1.3763142768e-36	0.0	100.0
28	0.00	0.349	1.1008854749e-18	0.0	1.2119488277e-36	0.0	100.0

Spettro in accordo con TU 2008

- Tombino km 6+789 Lotto 1 Longitudine 14.6729 Latitudine 36.9891
- Tipo di Terreno B
- Coefficiente di amplificazione topografica (S_T) 1.0000
- Vita nominale della costruzione (V_N) 50.0 anni
- Classe d'uso II coefficiente C_U 2.0
- Classe di duttilità impostata Non Dissipativa
- Fattore di struttura massimo, C, per sisma orizzontale 1.00 ($q_0 = C \alpha_u / \alpha_1$)
- Fattore di duttilità α_u / α_1 per sisma orizzontale 1.00
- Fattore riduttivo regolarità in altezza K_R 1.00
- Fattore riduttivo per la presenza di setti K_W 1.00
- Fattore di struttura q per sisma orizzontale 1.00

MANDATARIA:

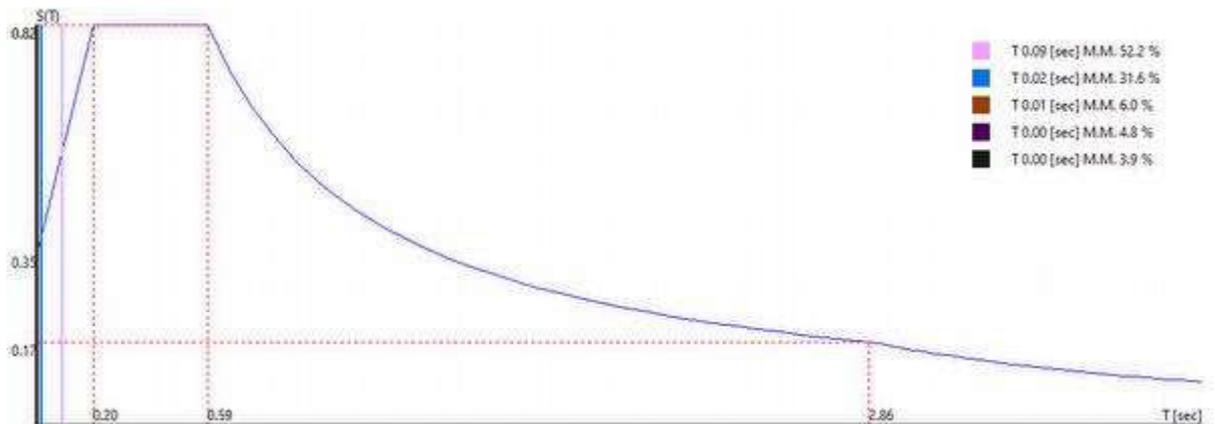
MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

- Fattore di struttura q per sisma verticale 1.00
- Smorzamento Viscoso (0.05 = 5%) 0.05

TU 2008 SLV H

- Probabilità di superamento (P_{VR}) 10.0 e periodo di ritorno (T_R) 949 (anni)
- S_s 1.104
- T_B 0.20 [sec]
- T_C 0.59 [sec]
- T_D 2.86 [sec]
- a_g/g 0.3140
- F_o 2.3569
- T_C^* 0.4563



0.00 [°] SLV

Sintesi dei risultati SLO per direzione d'ingresso del sisma.

Direzione d'ingresso	Modo Principale	Periodo [sec]	% Massa Modale Modo Principale	% Massa Modale Totale
0.00 [°] SLO	2	0.09	52.2	100.0

Autovalori, Periodi Masse Modali efficaci

Risultati angolo di ingresso del sisma: 0.00 [°] SLO

Modo	Periodo [sec]	R	Coefficiente di Partecipazione	% $ L_i / L_1 $	Massa Modale	% M_{mi}/M_{mtot}	% $\Sigma M_{mi}/M_{mtot}$
2	0.09	0.150	2.1581672668e+01		4.6576858521e+02	52.2	52.2

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

5	0.02	0.088	-1.6776830673e+01	77.7	2.8146203613e+02	31.6	83.8
7	0.01	0.076	7.2971415520e+00	33.8	5.3248275757e+01	6.0	89.7
10	0.00	0.075	-6.5280737877e+00	30.2	4.2615745544e+01	4.8	94.5
15	0.00	0.073	-5.9210681915e+00	27.4	3.5059047699e+01	3.9	98.5
20	0.00	0.073	3.3174538612e+00	15.4	1.1005499840e+01	1.2	99.7
26	0.00	0.073	-1.5400036573e+00	7.1	2.3716113567e+00	0.3	100.0
22	0.00	0.073	-5.7473534346e-01	2.7	3.3032071590e-01	0.0	100.0
13	0.00	0.074	2.9206097126e-01	1.4	8.5299611092e-02	0.0	100.0
30	0.00	0.072	-2.2383632138e-02	0.1	5.0102698151e-04	0.0	100.0
32	0.00	0.072	6.1970925890e-03	0.0	3.8403955841e-05	0.0	100.0
34	0.00	0.072	2.0358741749e-03	0.0	4.1447838157e-06	0.0	100.0
8	0.00	0.075	-3.0835469715e-06	0.0	9.5082622331e-12	0.0	100.0
33	0.00	0.072	-2.6167165288e-06	0.0	6.8472055283e-12	0.0	100.0
16	0.00	0.073	1.1173474377e-06	0.0	1.2484653068e-12	0.0	100.0
25	0.00	0.073	-8.1930068063e-07	0.0	6.7125358006e-13	0.0	100.0
31	0.00	0.072	-7.2393459050e-07	0.0	5.2408126667e-13	0.0	100.0
21	0.00	0.073	-3.6557332805e-07	0.0	1.3364385553e-13	0.0	100.0
19	0.00	0.073	-3.6542775206e-07	0.0	1.3353744109e-13	0.0	100.0
3	0.05	0.117	3.2385725035e-07	0.0	1.0488351588e-13	0.0	100.0
29	0.00	0.072	-1.9020097852e-07	0.0	3.6176411259e-14	0.0	100.0
6	0.01	0.078	1.2849864106e-07	0.0	1.6511901032e-14	0.0	100.0
14	0.00	0.074	-8.1575514344e-08	0.0	6.6545644253e-15	0.0	100.0
12	0.00	0.074	5.3088360374e-08	0.0	2.8183740183e-15	0.0	100.0
9	0.00	0.075	4.6546392746e-16	0.0	2.1665665684e-31	0.0	100.0
17	0.00	0.073	3.8997680118e-16	0.0	1.5208190912e-31	0.0	100.0
23	0.00	0.073	-1.8376942273e-16	0.0	3.3771200383e-32	0.0	100.0
27	0.00	0.072	-7.7559835747e-17	0.0	6.0155280555e-33	0.0	100.0
11	0.00	0.075	2.6299941224e-17	0.0	6.9168691139e-34	0.0	100.0
1	0.28	0.179	8.4174205190e-18	0.0	7.0852967914e-35	0.0	100.0
4	0.02	0.092	-2.9494224891e-18	0.0	8.6990929798e-36	0.0	100.0
18	0.00	0.073	2.2188232781e-18	0.0	4.9231768276e-36	0.0	100.0
24	0.00	0.073	1.1731642066e-18	0.0	1.3763142768e-36	0.0	100.0
28	0.00	0.072	1.1008854749e-18	0.0	1.2119488277e-36	0.0	100.0

Spettro in accordo con TU 2008

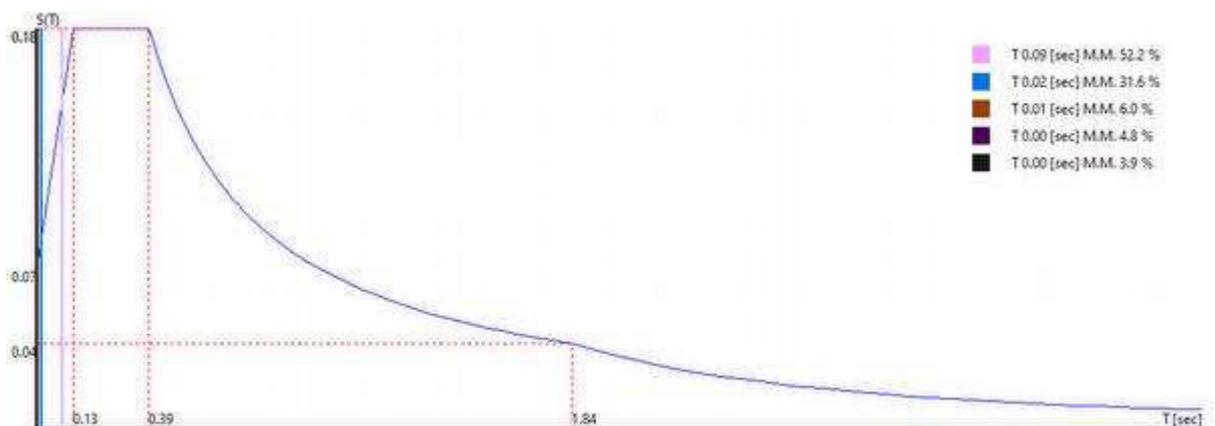
- Tombino km 6+789 Lotto 1 Longitudine 14.6729 Latitudine 36.9891
- Tipo di Terreno B
- Coefficiente di amplificazione topografica (S_T) 1.0000

RELAZIONE DI CALCOLO

- Vita nominale della costruzione (V_N) 50.0 anni
- Classe d'uso II coefficiente C_U 2.0
- Classe di duttilità impostata Non Dissipativa
- Fattore di struttura massimo, C , per sisma orizzontale 1.00 ($q_0 = C \alpha_u / \alpha_1$)
- Fattore di duttilità α_u / α_1 per sisma orizzontale 1.00
- Fattore riduttivo regolarità in altezza K_R 1.00
- Fattore riduttivo per la presenza di setti K_W 1.00
- Fattore di struttura q per sisma orizzontale 1.00
- Fattore di struttura q per sisma verticale 1.00
- Smorzamento Viscoso (0.05 = 5%) 0.05

TU 2008 SLO H

- Probabilità di superamento (P_{VR}) 81.0 e periodo di ritorno (T_R) 60 (anni)
- S_s 1.200
- T_B 0.13 [sec]
- T_C 0.39 [sec]
- T_D 1.84 [sec]
- a_g/g 0.0598
- F_o 2.5016
- T_C^* 0.2700



MANDATARIA:

MANDANTI:

0.00 [°] SLO

12.6 CARICHI APPLICATI AGLI ELEMENTI

Convenzioni adottate

I carichi applicati vengono raccolti nella tabella riportata alla fine del paragrafo e si intendono applicati nel sistema di riferimento locale dell'elemento.

Per la lettura della tabella si definiscono:

Nodol, Nodol

I nodi iniziale/finale dell'asta o lato dell'elemento cui afferisce il carico

L

La distanza fra i suddetti nodi.

q_{xi}, \dots, q_{zj}

Le componenti di un carico distribuito costante o variabile linearmente iniziali (indice i) e finale (indice j).

x_i, x_j

Le distanze, misurate a partire dal Nodol, dei punti di applicazione dei carichi $q_{xi}..q_{zj}$ relativi a carichi distribuiti applicati su porzioni di un'asta.

P_x, \dots, P_z xApp

Le componenti di un Carico Concentrato applicato a distanza xApp dal Nodol.

M_x, \dots, M_z xApp

Le componenti di una Coppia Concentrata applicata a distanza xApp dal Nodol.

Var Termica Assiale, ..., Var Termica Farfalla 13

Le variazioni termiche (Assiali ed a Farfalla) misurate in gradi Celsius.

m_{xi}, \dots, m_{zj}

Le componenti di coppie distribuite costanti o variabili linearmente iniziali (indice i) e finale (indice j).

$q_{S_x}, q_{S_y}, q_{S_z}$

carichi, per unità di superficie, applicati su elementi superficiali o facce di elementi solidi

Peso Proprio

RELAZIONE DI CALCOLO

Il valore del carico derivante dal peso proprio dell'elemento

Carichi distribuiti

Nodo I	Nodo J	L [m]	Condizione di carico	xi [m]	qxi [KN/m]	qyi [KN/m]	qzi [KN/m]	xj [m]	qxj [KN/m]	qyj [KN/m]	qzj [KN/m]	
42	48	2.50	5	0.00	0.00	9.00	0.00	2.50	0.00	9.00	0.00	
			4	0.00	0.00	5.42	0.00	2.50	0.00	5.42	0.00	
			2	0.00	0.00	180.00	0.00	2.50	0.00	180.00	0.00	
			1	0.00	0.00	12.50	0.00	2.50	0.00	12.50	0.00	
43	52	0.80	1	0.00	0.00	12.50	0.00	0.80	0.00	12.50	0.00	
38	37	0.50	7	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.50	0.00	-4.00	-0.00	
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.50	0.00	-4.00	-0.00	
			3	0.00	0.00	-97.00	-0.00	0.50	0.00	-97.00	-0.00	
			1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00	0.00
			6	0.00	0.00	-17.00	-0.00	0.50	0.00	-17.00	-0.00	
39	38	0.50	7	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.50	0.00	-4.00	-0.00	
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.50	0.00	-4.00	-0.00	
			3	0.00	0.00	-93.00	-0.00	0.50	0.00	-93.00	-0.00	
			1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00	0.00
			6	0.00	0.00	-17.00	-0.00	0.50	0.00	-17.00	-0.00	
51	37	0.80	1	0.00	0.00	12.50	0.00	0.80	0.00	12.50	0.00	
40	39	0.50	7	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.50	0.00	-4.00	-0.00	
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.50	0.00	-4.00	-0.00	
			3	0.00	0.00	-88.00	-0.00	0.50	0.00	-88.00	-0.00	
			1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00	0.00
			6	0.00	0.00	-17.00	-0.00	0.50	0.00	-17.00	-0.00	
37	43	2.50	1	0.00	0.00	12.50	0.00	2.50	0.00	12.50	0.00	
41	40	0.50	7	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.50	0.00	-4.00	-0.00	
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.50	0.00	-4.00	-0.00	
			3	0.00	0.00	-84.00	-0.00	0.50	0.00	-84.00	-0.00	
			1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00	0.00
			6	0.00	0.00	-17.00	-0.00	0.50	0.00	-17.00	-0.00	
42	41	0.50	7	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.50	0.00	-4.00	-0.00	
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.50	0.00	-4.00	-0.00	
			3	0.00	0.00	-80.00	-0.00	0.50	0.00	-80.00	-0.00	
			1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00	0.00
			6	0.00	0.00	-17.00	-0.00	0.50	0.00	-17.00	-0.00	

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

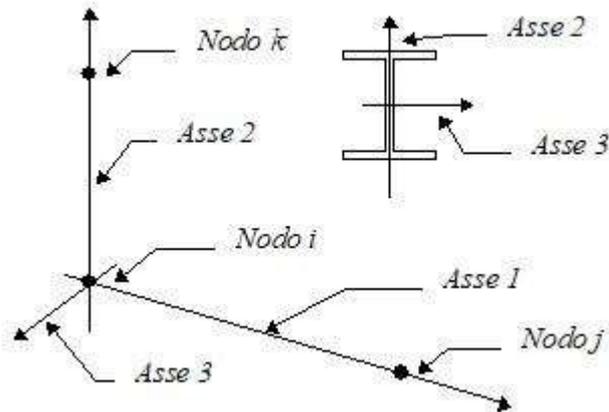
44	43	0.50	3	0.00	0.00	97.00	0.00	0.50	0.00	97.00	0.00
			1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00
45	44	0.50	3	0.00	0.00	93.00	0.00	0.50	0.00	93.00	0.00
			1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00
46	45	0.50	3	0.00	0.00	88.00	0.00	0.50	0.00	88.00	0.00
			1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00
47	46	0.50	3	0.00	0.00	84.00	0.00	0.50	0.00	84.00	0.00
			1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00
48	47	0.50	3	0.00	0.00	80.00	0.00	0.50	0.00	80.00	0.00
			1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00

12.7 AZIONI TRAVI

Convenzioni adottate

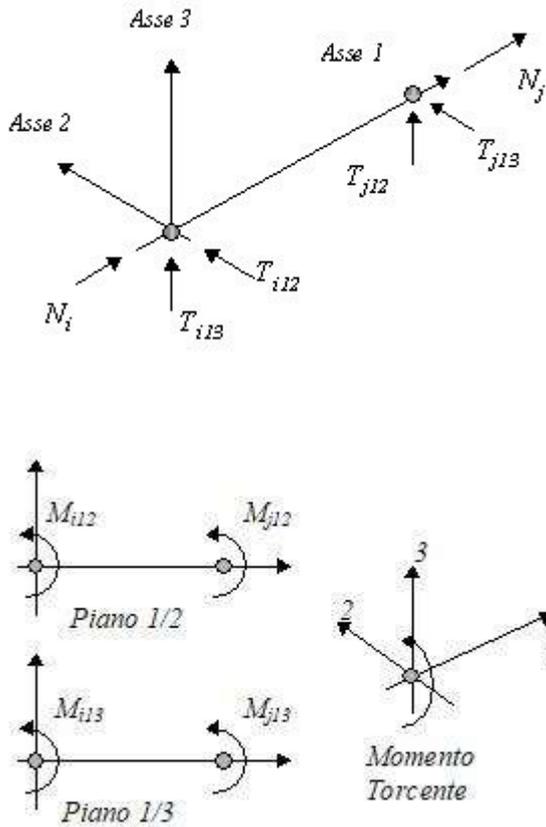
Le sollecitazioni nelle travi sono da intendersi nel sistema di riferimento locale dell'elemento, e si riferiscono all'asta. L'orientamento della trave nello spazio è definito a mezzo del nodo K.

La terna di riferimento locale dell'asta è così disposta:



Per quanto concerne i segni positivi assunti per le varie componenti di sollecitazione si assumono come positivi i versi e le sollecitazioni se così diretti:

RELAZIONE DI CALCOLO



Per ogni trave vengono riportate, nelle varie combinazioni di carico, le componenti di sollecitazione alle estremità dell'asta.

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
1	42	174.45	340.71	-0.00	-0.00	0.00	111.95
	48	-174.45	342.80	0.00	0.00	0.00	-114.56
2	42	177.40	346.74	-0.00	-0.00	0.00	112.31
	48	-177.40	351.94	0.00	0.00	0.00	-118.82
3	42	137.45	223.04	-0.00	-0.00	0.00	60.74
	48	-137.45	258.21	0.00	0.00	0.00	-104.71
4	42	128.99	251.21	-0.00	-0.00	0.00	82.69
	48	-128.99	252.59	0.00	0.00	0.00	-84.43
5	42	130.96	255.22	-0.00	-0.00	0.00	82.93
	48	-130.96	258.69	0.00	0.00	0.00	-87.27
6	42	128.83	249.51	-0.00	-0.00	0.00	82.28

RELAZIONE DI CALCOLO

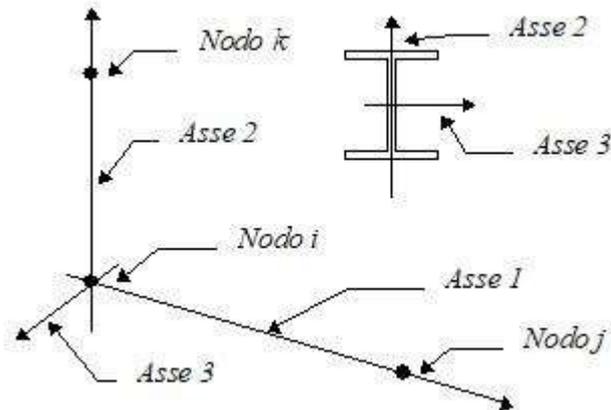
Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
	48	-128.83	250.90	0.00	0.00	0.00	-84.01
7	42	128.35	244.43	-0.00	-0.00	0.00	81.03
	48	-128.35	245.82	0.00	0.00	0.00	-82.77
8	42	126.93	240.62	-0.00	-0.00	0.00	80.59
	48	-126.93	240.62	0.00	0.00	0.00	-80.59
9	42	129.41	236.27	-0.00	-0.00	0.00	75.65
	48	-129.41	244.98	0.00	0.00	0.00	-86.54

12.8 AZIONI PILASTRI

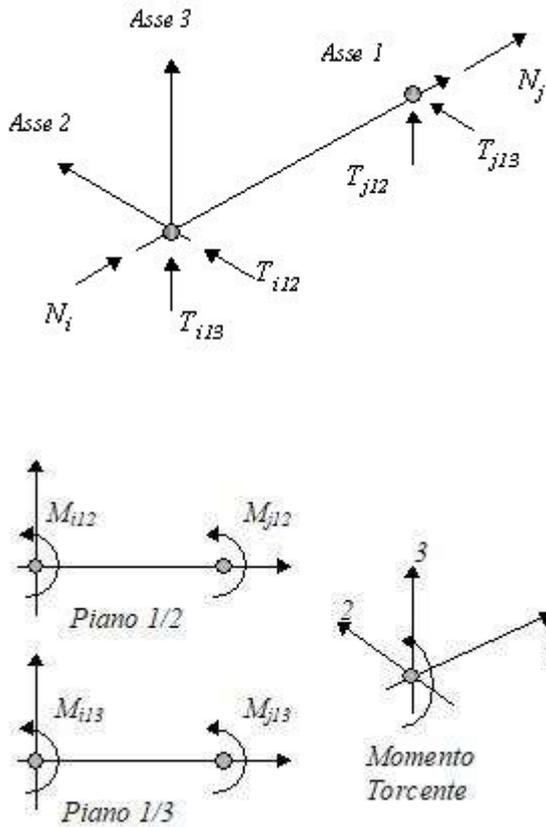
Convenzioni adottate

Le sollecitazioni nei pilastri sono da intendersi nel sistema di riferimento locale dell'elemento, e si riferiscono all'asta. L'orientamento del pilastro nello spazio è definito a mezzo del nodo K.

La terna di riferimento locale dell'asta è così disposta:



Per quanto concerne i segni positivi assunti per le varie componenti di sollecitazione si assumono come positivi i versi e le sollecitazioni se così diretti:



Per ogni pilastro vengono riportate, nelle varie combinazioni di carico, le componenti di sollecitazione alle estremità dell'asta.

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
1	38	374.46	63.23	-0.00	0.00	-0.00	6.53
	37	-382.90	-129.90	0.00	-0.00	0.00	41.76
2	38	380.49	67.48	-0.00	0.00	-0.00	4.86
	37	-388.92	-135.95	0.00	-0.00	0.00	45.99
3	38	240.58	83.25	-0.00	0.00	-0.00	-9.66
	37	-246.83	-140.25	0.00	-0.00	0.00	65.50
4	38	276.21	46.71	-0.00	0.00	-0.00	4.96
	37	-282.46	-96.01	0.00	-0.00	0.00	30.72
5	38	280.22	49.54	-0.00	0.00	-0.00	3.86
	37	-286.47	-100.04	0.00	-0.00	0.00	33.54
6	38	274.51	46.87	-0.00	0.00	-0.00	5.06

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
	37	-280.76	-96.17	0.00	-0.00	0.00	30.70
7	38	269.43	47.35	-0.00	0.00	-0.00	5.34
	37	-275.68	-96.65	0.00	-0.00	0.00	30.66
8	38	265.62	45.57	-0.00	0.00	-0.00	6.14
	37	-271.87	-94.07	0.00	-0.00	0.00	28.77
9	38	259.26	54.74	-0.00	0.00	-0.00	2.20
	37	-265.51	-105.24	0.00	-0.00	0.00	37.79
1	39	366.03	-0.75	-0.00	0.00	0.00	22.15
	38	-374.46	-63.23	0.00	-0.00	0.00	-6.53
2	39	372.05	1.70	-0.00	0.00	0.00	22.16
	38	-380.49	-67.48	0.00	-0.00	0.00	-4.86
3	39	235.56	27.69	-0.00	0.00	0.00	17.86
	38	-241.81	-82.69	0.00	-0.00	0.00	9.66
4	39	269.96	-0.59	-0.00	0.00	0.00	16.49
	38	-276.21	-46.71	0.00	-0.00	0.00	-4.96
5	39	273.97	1.04	-0.00	0.00	0.00	16.50
	38	-280.22	-49.54	0.00	-0.00	0.00	-3.86
6	39	268.26	-0.43	-0.00	0.00	0.00	16.67
	38	-274.51	-46.87	0.00	-0.00	0.00	-5.06
7	39	263.18	0.05	-0.00	0.00	0.00	17.19
	38	-269.43	-47.35	0.00	-0.00	0.00	-5.34
8	39	259.37	-0.93	-0.00	0.00	0.00	17.30
	38	-265.62	-45.57	0.00	-0.00	0.00	-6.14
9	39	253.33	6.10	-0.00	0.00	0.00	17.36
	38	-259.58	-54.60	0.00	-0.00	0.00	-2.20
1	40	357.59	-61.35	-0.00	0.00	0.00	6.62
	39	-366.03	0.75	0.00	-0.00	-0.00	-22.15
2	40	363.61	-60.70	-0.00	0.00	0.00	7.41
	39	-372.05	-1.70	0.00	-0.00	-0.00	-22.16
3	40	230.51	-25.93	-0.00	0.00	0.00	18.15
	39	-236.76	-26.57	0.00	-0.00	-0.00	-17.86
4	40	263.71	-45.39	-0.00	0.00	0.00	5.00

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
	39	-269.96	0.59	0.00	-0.00	-0.00	-16.49
5	40	267.72	-44.96	-0.00	0.00	0.00	5.52
	39	-273.97	-1.04	0.00	-0.00	-0.00	-16.50
6	40	262.01	-45.23	-0.00	0.00	0.00	5.25
	39	-268.26	0.43	0.00	-0.00	-0.00	-16.67
7	40	256.93	-44.75	-0.00	0.00	0.00	6.02
	39	-263.18	-0.05	0.00	-0.00	-0.00	-17.19
8	40	253.12	-44.93	-0.00	0.00	0.00	5.84
	39	-259.37	0.93	0.00	-0.00	-0.00	-17.30
9	40	247.40	-40.19	-0.00	0.00	0.00	8.79
	39	-253.65	-5.81	0.00	-0.00	-0.00	-17.36
1	41	349.15	-119.25	-0.00	0.00	0.00	-38.53
	40	-357.59	61.35	0.00	-0.00	-0.00	-6.62
2	41	355.17	-120.40	-0.00	0.00	0.00	-37.86
	40	-363.61	60.70	0.00	-0.00	-0.00	-7.41
3	41	225.42	-78.14	-0.00	0.00	0.00	-8.37
	40	-231.67	27.64	0.00	-0.00	-0.00	-18.15
4	41	257.46	-88.19	-0.00	0.00	0.00	-28.40
	40	-263.71	45.39	0.00	-0.00	-0.00	-5.00
5	41	261.47	-88.96	-0.00	0.00	0.00	-27.95
	40	-267.72	44.96	0.00	-0.00	-0.00	-5.52
6	41	255.76	-88.03	-0.00	0.00	0.00	-28.06
	40	-262.01	45.23	0.00	-0.00	-0.00	-5.25
7	41	250.68	-87.55	-0.00	0.00	0.00	-27.06
	40	-256.93	44.75	0.00	-0.00	-0.00	-6.02
8	41	246.87	-86.93	-0.00	0.00	0.00	-27.13
	40	-253.12	44.93	0.00	-0.00	-0.00	-5.84
9	41	241.45	-84.63	-0.00	0.00	0.00	-22.54
	40	-247.70	40.63	0.00	-0.00	-0.00	-8.79
1	42	340.71	-174.45	-0.00	0.00	0.00	-111.95
	41	-349.15	119.25	0.00	-0.00	-0.00	38.53
2	42	346.74	-177.40	-0.00	0.00	0.00	-112.31

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
	41	-355.17	120.40	0.00	-0.00	-0.00	37.86
3	42	220.27	-128.91	-0.00	0.00	0.00	-60.74
	41	-226.52	80.41	0.00	-0.00	-0.00	8.37
4	42	251.21	-128.99	-0.00	0.00	0.00	-82.69
	41	-257.46	88.19	0.00	-0.00	-0.00	28.40
5	42	255.22	-130.96	-0.00	0.00	0.00	-82.93
	41	-261.47	88.96	0.00	-0.00	-0.00	27.95
6	42	249.51	-128.83	-0.00	0.00	0.00	-82.28
	41	-255.76	88.03	0.00	-0.00	-0.00	28.06
7	42	244.43	-128.35	-0.00	0.00	0.00	-81.03
	41	-250.68	87.55	0.00	-0.00	-0.00	27.06
8	42	240.62	-126.93	-0.00	0.00	0.00	-80.59
	41	-246.87	86.93	0.00	-0.00	-0.00	27.13
9	42	235.49	-127.22	-0.00	0.00	0.00	-75.65
	41	-241.74	85.22	0.00	-0.00	-0.00	22.54
1	44	376.55	-58.43	0.00	0.00	0.00	-8.72
	43	-384.99	123.90	-0.00	-0.00	-0.00	-36.86
2	44	385.69	-55.48	0.00	0.00	0.00	-10.35
	43	-394.13	120.95	-0.00	-0.00	-0.00	-33.75
3	44	290.67	-20.85	0.00	0.00	0.00	-25.77
	43	-296.92	69.35	-0.00	-0.00	-0.00	3.18
4	44	277.59	-43.51	0.00	0.00	0.00	-6.43
	43	-283.84	92.01	-0.00	-0.00	-0.00	-27.45
5	44	283.69	-41.54	0.00	0.00	0.00	-7.52
	43	-289.94	90.04	-0.00	-0.00	-0.00	-25.38
6	44	275.90	-43.67	0.00	0.00	0.00	-6.52
	43	-282.15	92.17	-0.00	-0.00	-0.00	-27.44
7	44	270.82	-44.15	0.00	0.00	0.00	-6.80
	43	-277.07	92.65	-0.00	-0.00	-0.00	-27.40
8	44	265.62	-45.57	0.00	0.00	0.00	-6.14
	43	-271.87	94.07	-0.00	-0.00	-0.00	-28.77
9	44	271.99	-39.45	0.00	0.00	0.00	-10.98
	43	-278.24	87.95	-0.00	-0.00	-0.00	-20.88

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
1	45	368.11	4.35	0.00	0.00	-0.00	-22.24
	44	-376.55	58.43	-0.00	-0.00	-0.00	8.72
2	45	377.26	7.30	0.00	0.00	-0.00	-22.40
	44	-385.69	55.48	-0.00	-0.00	-0.00	10.35
3	45	283.19	25.10	0.00	0.00	-0.00	-24.92
	44	-289.44	21.40	-0.00	-0.00	-0.00	25.77
4	45	271.34	2.99	0.00	0.00	-0.00	-16.56
	44	-277.59	43.51	-0.00	-0.00	-0.00	6.43
5	45	277.44	4.96	0.00	0.00	-0.00	-16.66
	44	-283.69	41.54	-0.00	-0.00	-0.00	7.52
6	45	269.65	2.83	0.00	0.00	-0.00	-16.73
	44	-275.90	43.67	-0.00	-0.00	-0.00	6.52
7	45	264.57	2.35	0.00	0.00	-0.00	-17.25
	44	-270.82	44.15	-0.00	-0.00	-0.00	6.80
8	45	259.37	0.93	0.00	0.00	-0.00	-17.30
	44	-265.62	45.57	-0.00	-0.00	-0.00	6.14
9	45	265.42	6.91	0.00	0.00	-0.00	-19.16
	44	-271.67	39.59	-0.00	-0.00	-0.00	10.98
1	46	359.67	63.75	0.00	0.00	-0.00	-5.22
	45	-368.11	-4.35	-0.00	-0.00	0.00	22.24
2	46	368.82	66.70	0.00	0.00	-0.00	-3.90
	45	-377.26	-7.30	-0.00	-0.00	0.00	22.40
3	46	275.74	67.97	0.00	0.00	-0.00	-1.80
	45	-281.99	-23.97	-0.00	-0.00	0.00	24.92
4	46	265.09	46.99	0.00	0.00	-0.00	-4.06
	45	-271.34	-2.99	-0.00	-0.00	0.00	16.56
5	46	271.19	48.96	0.00	0.00	-0.00	-3.18
	45	-277.44	-4.96	-0.00	-0.00	0.00	16.66
6	46	263.40	46.83	0.00	0.00	-0.00	-4.32
	45	-269.65	-2.83	-0.00	-0.00	0.00	16.73
7	46	258.32	46.35	0.00	0.00	-0.00	-5.08
	45	-264.57	-2.35	-0.00	-0.00	0.00	17.25

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
8	46	253.12	44.93	0.00	0.00	-0.00	-5.84
	45	-259.37	-0.93	-0.00	-0.00	0.00	17.30
9	46	258.85	50.62	0.00	0.00	-0.00	-4.83
	45	-265.10	-6.62	-0.00	-0.00	0.00	19.16
1	47	351.24	120.45	0.00	0.00	-0.00	40.83
	46	-359.67	-63.75	-0.00	-0.00	0.00	5.22
2	47	360.38	123.40	0.00	0.00	-0.00	43.62
	46	-368.82	-66.70	-0.00	-0.00	0.00	3.90
3	47	268.33	108.27	0.00	0.00	-0.00	41.75
	46	-274.58	-66.27	-0.00	-0.00	0.00	1.80
4	47	258.84	88.99	0.00	0.00	-0.00	29.93
	46	-265.09	-46.99	-0.00	-0.00	0.00	4.06
5	47	264.94	90.96	0.00	0.00	-0.00	31.79
	46	-271.19	-48.96	-0.00	-0.00	0.00	3.18
6	47	257.15	88.83	0.00	0.00	-0.00	29.60
	46	-263.40	-46.83	-0.00	-0.00	0.00	4.32
7	47	252.07	88.35	0.00	0.00	-0.00	28.59
	46	-258.32	-46.35	-0.00	-0.00	0.00	5.08
8	47	246.87	86.93	0.00	0.00	-0.00	27.13
	46	-253.12	-44.93	-0.00	-0.00	0.00	5.84
9	47	252.30	92.18	0.00	0.00	-0.00	30.75
	46	-258.55	-50.18	-0.00	-0.00	0.00	4.83
1	48	342.80	174.45	0.00	0.00	-0.00	114.56
	47	-351.24	-120.45	-0.00	-0.00	0.00	-40.83
2	48	351.94	177.40	0.00	0.00	-0.00	118.82
	47	-360.38	-123.40	-0.00	-0.00	0.00	-43.62
3	48	260.98	146.00	0.00	0.00	-0.00	104.71
	47	-267.23	-106.00	-0.00	-0.00	0.00	-41.75
4	48	252.59	128.99	0.00	0.00	-0.00	84.43
	47	-258.84	-88.99	-0.00	-0.00	0.00	-29.93
5	48	258.69	130.96	0.00	0.00	-0.00	87.27
	47	-264.94	-90.96	-0.00	-0.00	0.00	-31.79

MANDATARIA:

MANDANTI:

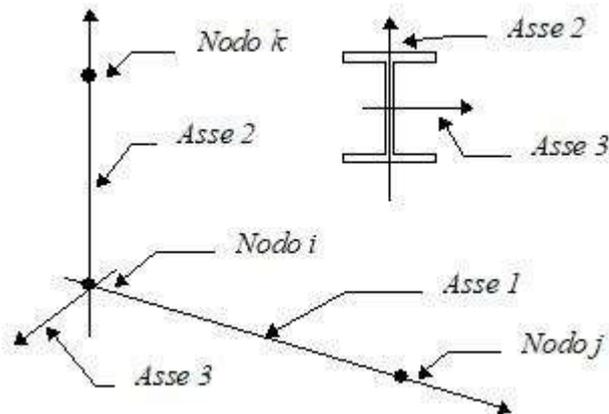
RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
6	48	250.90	128.83	0.00	0.00	-0.00	84.01
	47	-257.15	-88.83	-0.00	-0.00	0.00	-29.60
7	48	245.82	128.35	0.00	0.00	-0.00	82.77
	47	-252.07	-88.35	-0.00	-0.00	0.00	-28.59
8	48	240.62	126.93	0.00	0.00	-0.00	80.59
	47	-246.87	-86.93	-0.00	-0.00	0.00	-27.13
9	48	245.76	131.60	0.00	0.00	-0.00	86.54
	47	-252.01	-91.60	-0.00	-0.00	0.00	-30.75

12.9 AZIONI TRAVI DI FONDAZIONE

Convenzioni adottate

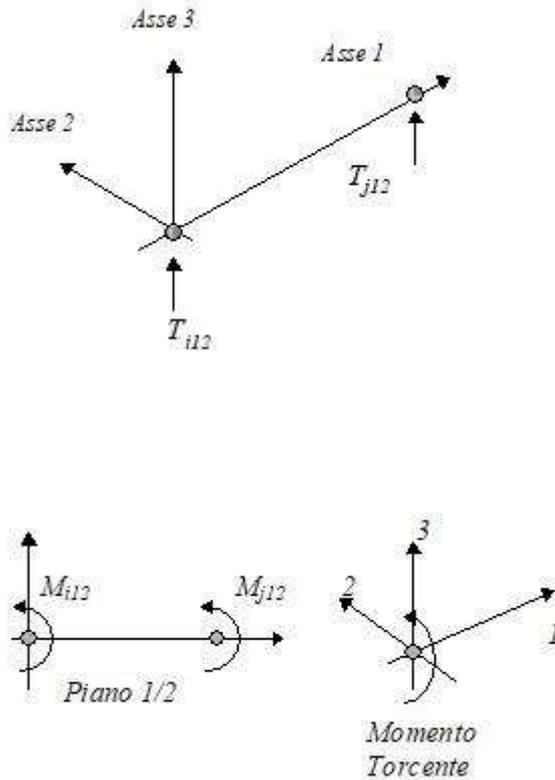
Le sollecitazioni nelle travi di fondazione sono da intendersi nel sistema di riferimento locale dell'elemento, e si riferiscono all'asta. L'orientamento della trave nello spazio è definito a mezzo del nodo K.



La terna di riferimento locale dell'asta è così disposta

Per quanto concerne i segni positivi assunti per le varie componenti di sollecitazione si assumono come positivi i versi e le sollecitazioni se così diretti:

RELAZIONE DI CALCOLO



La trave è da considerarsi appoggiata su un sottospazio elastico a comportamento bilatero (terreno alla Winkler).

Comb.	Nodo	Pressione [MPa]	Mt [kNm]	Taglio [kN]	MFlet. [kNm]
1	43	0.207	0.00	-151.89	-60.71
	52	0.206	0.00	0.00	-0.00
2	43	0.213	-0.00	-157.48	-63.04
	52	0.214	-0.00	0.00	-0.00
3	43	0.177	-0.00	-138.26	-55.75
	52	0.197	-0.00	-2.03	-0.00
4	43	0.153	0.00	-111.89	-44.72
	52	0.152	0.00	0.00	-0.00
5	43	0.157	-0.00	-115.61	-46.27
	52	0.157	-0.00	0.00	-0.00
6	43	0.152	0.00	-111.21	-44.45
	52	0.151	0.00	0.00	-0.00

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	Pressione [MPa]	Mt [kNm]	Taglio [kN]	MFlet. [kNm]
7	43	0.149	0.00	-109.19	-43.63
	52	0.149	0.00	0.00	-0.00
8	43	0.146	0.00	-106.26	-42.42
	52	0.144	0.00	0.00	-0.00
9	43	0.154	-0.00	-114.32	-45.77
	52	0.158	0.00	-0.50	-0.00
1	51	0.201	-0.00	-0.00	-0.00
	37	0.204	-0.00	-148.42	59.20
2	51	0.200	-0.00	-0.00	-0.00
	37	0.205	-0.00	-148.79	59.26
3	51	0.091	-0.00	2.03	-0.00
	37	0.114	-0.00	-73.91	28.92
4	51	0.148	-0.00	-0.00	-0.00
	37	0.150	-0.00	-109.57	43.71
5	51	0.148	-0.00	-0.00	-0.00
	37	0.151	-0.00	-109.82	43.75
6	51	0.147	-0.00	-0.00	-0.00
	37	0.150	-0.00	-108.90	43.44
7	51	0.145	-0.00	-0.00	-0.00
	37	0.147	-0.00	-106.88	42.63
8	51	0.144	-0.00	-0.00	-0.00
	37	0.146	-0.00	-106.26	42.42
9	51	0.131	-0.00	0.50	-0.00
	37	0.138	-0.00	-98.11	39.03
1	37	0.204	-0.00	-234.48	-100.96
	43	0.207	0.00	-233.09	97.57
2	37	0.205	-0.00	-240.13	-105.26
	43	0.213	0.00	-236.65	96.79
3	37	0.114	-0.00	-176.22	-95.28
	43	0.177	0.00	-155.36	51.71
4	37	0.150	-0.00	-172.88	-74.43
	43	0.153	0.00	-171.96	72.17

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	Pressione [MPa]	Mt [kNm]	Taglio [kN]	MFlet. [kNm]
5	37	0.151	-0.00	-176.65	-77.29
	43	0.157	0.00	-174.33	71.65
6	37	0.150	-0.00	-171.86	-74.14
	43	0.152	0.00	-170.94	71.88
7	37	0.147	-0.00	-168.81	-73.29
	43	0.149	0.00	-167.88	71.03
8	37	0.146	-0.00	-165.62	-71.19
	43	0.146	0.00	-165.62	71.19
9	37	0.138	-0.00	-168.08	-76.99
	43	0.154	0.00	-163.23	66.48

13 ANALISI E VERIFICHE POZZETTO DI MONTE

13.1 PREMESSA

Nel presente capitolo si riportano le analisi e le verifiche strutturali effettuate nel pozzetto posto "lato monte" dell'attraversamento idraulico posto al km 6+789 lotto 1°. Il manufatto in progetto è costituito da dei setti in cemento armato gettato in opera di spessore 30cm. Le analisi e le verifiche sono state effettuate considerando il manufatto come un muro ad "U" trascurando il contributo del setto di collegamento posto lato monte. Normativa di riferimento, caratteristiche dei materiali, criteri di progettazione e di calcolo, carichi e materiali sono i medesimi utilizzati per la verifica del tombino al netto delle modifiche geometriche e si omettono per brevità.

Di seguito si riporta la sezione trasversale studiata.

Geometria sezione trasversale

Altezza esterna	2,70 [m]
Larghezza esterna	2,60 [m]
Lunghezza mensola fondazione sinistra	0,50 [m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0,50 [m]
Spessore piedritto sinistro	0,30[m]
Spessore piedritto destro	0,30[m]
Spessore fondazione	0,30 [m]

13.2 CARATTERISTICHE TERRENI

Di seguito si riportano i parametri geotecnici utilizzati per le analisi.

- STRATO DI RINFIANCO

Descrizione	Rilevato	
Spessore dello strato	2,40	[m]
Peso di volume	20,00	[kN/m ³]
Angolo di attrito	35,00	[°]
Coesione	0,00	[MPa]

- STRATO DI FONDAZIONE

Descrizione	Formazione Ocm argilla marnosa	
Peso di volume	18,00	[kN/m ³]
Angolo di attrito	27,00	[°]
Coesione	0,200	[MPa]
Coesione non drenata	1,00	[Mpa]

13.3 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Numero di condizioni di carico ... : 4

Numero di combinazioni di carico . : 6

Condizione

1	G1k_Strutturale
2	G2.2k_Spinta a riposo
3	E_Spinta sismica+X SLV
4	E_Spinta sismica+X SLO
5	Sisma OSLU
6	Sisma OSLO

Combinazioni di carico:

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Combinazione di carico numero

1	SLU
---	-----

Comb.\Cond	1	2
1	1.3	1.3

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

Combinazione di carico numero

2	Sisma 0
---	---------

Comb.\Cond	1	2	3	5
2	1	1	1	1

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero

3	RARA
---	------

Comb.\Cond	1	2
------------	---	---

RELAZIONE DI CALCOLO

Taglio piano 1-3	Min asta 58 57	-0.00 [kN]	Comb. 1	Max asta 51 50	0.00 [kN]	Comb. 2
Momento torcente	Min asta 63 62	0.00 [kNm]	Comb. 1	Max asta 63 62	0.00 [kNm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 51 50	-77.12 [kNm]	Comb. 2	Max asta 58 57	26.42 [kNm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 51 50	-0.00 [kNm]	Comb. 2	Max asta 58 57	0.00 [kNm]	Comb. 1

Sollecitazioni massime soletta di fondazione

Taglio	Min trave 50 57	-38.06 [kN]	Comb. 2	Max trave 50 57	19.57 [kN]	Comb. 1
Pressioni sul terreno	Min trave 50 57	0.036 [MPa]	Comb. 2	Max trave 65 50	-0.043 [MPa]	Comb. 2
Momento flettente	Min trave 50 57	-69.46 [kNm]	Comb. 2	Max trave 65 50	7.66 [kNm]	Comb. 2
Momento torcente	Min trave 50 57	-0.00 [kNm]	Comb. 2	Max trave 65 50	0.00 [kNm]	Comb. 2

Pressioni massime su terreno

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 50 57	1	-0.029
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 65 50	1	-0.010

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 50 57	2	-0.036
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 65 50	2	0.043

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 50 57	3	-0.023
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 65 50	3	-0.008

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 50 57	4	-0.023
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 65 50	4	-0.008

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 50 57	5	-0.023
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 65 50	5	-0.008

Combinazioni agli Stati Limite di Operatività

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 50 57	6	-0.024
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 65 50	6	0.002

13.5 SOLLECITAZIONI RARE

Come prima espresso, si riportano i risultati della sola combinazione suddetta, dato che mancando azioni variabili, non si distingue dalle altre SLE.

Piedritti

Sforzo normale	Min asta 63 62	-0.00 [kN]	Comb. 3	Max asta 58 57	18.00 [kN]	Comb. 3
Taglio piano 1-2	Min asta 58 57	-24.80 [kN]	Comb. 3	Max asta 51 50	24.80 [kN]	Comb. 3
Taglio piano 1-3	Min asta 58 57	-0.00 [kN]	Comb. 3	Max asta 51 50	0.00 [kN]	Comb. 3
Momento torcente	Min asta 63 62	0.00 [kNm]	Comb. 3	Max asta 63 62	0.00 [kNm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 51 50	-20.32 [kNm]	Comb. 3	Max asta 58 57	20.32 [kNm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 51 50	-0.00 [kNm]	Comb. 3	Max asta 58 57	0.00 [kNm]	Comb. 3

Soletta di fondazione

Taglio	Min trave 50 57	-15.05 [kN]	Comb. 3	Max trave 50 57	15.05 [kN]	Comb. 3
Pressioni sul terreno	Min trave 50 57	0.023 [MPa]	Comb. 3	Max trave 65 50	0.008 [MPa]	Comb. 3
Momento flettente	Min trave 50 57	-20.99 [kNm]	Comb. 3	Max trave 57 64	0.00 [kNm]	Comb. 3
Momento torcente	Min trave 50 57	-0.00 [kNm]	Comb. 3	Max trave 57 64	0.00 [kNm]	Comb. 3

13.6 VERIFICHE SLU/SLV

13.6.1 Piedritti – flessione

Base sezione B= 100,00cm
Altezza sezione H= 30,00cm

RELAZIONE DI CALCOLO

Afi = $5\phi 20 = 15,71\text{cm}^2$ Afs = $5\phi 20 = 15,71\text{cm}^2$

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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Piedritti

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	15,71	5
			2	15,71	25

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 77,12 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

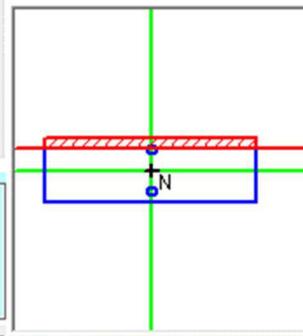
Tipo flessione:
 Retta Deviata

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

Precompresso

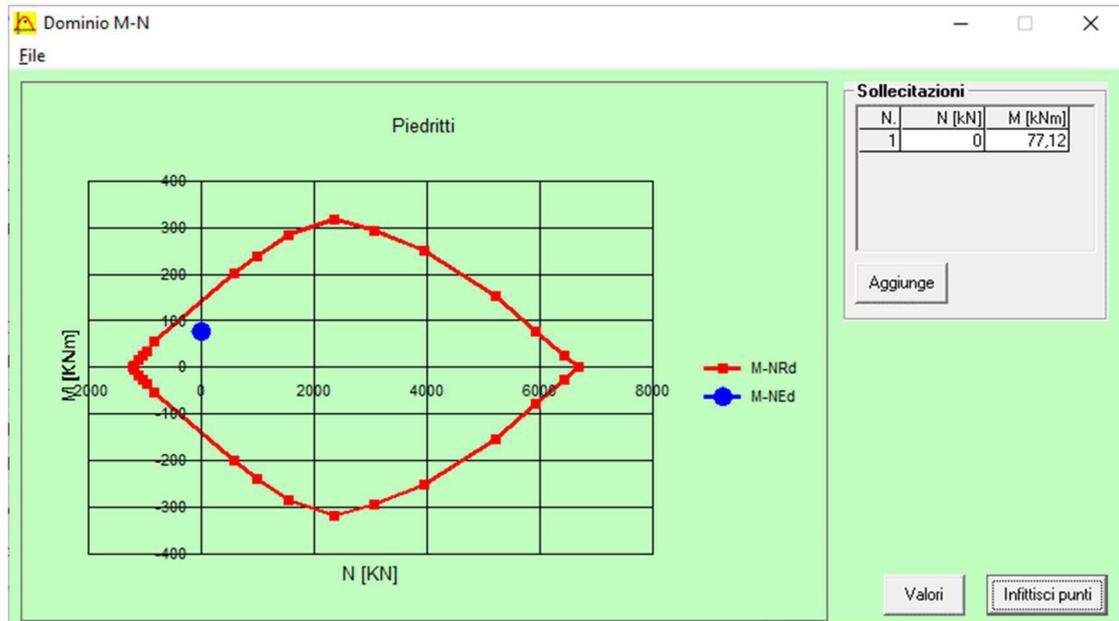
Materiali
 B450C C32/40
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18,13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 12,25
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

M_{xRd} 143,9 kN m
 σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 15,17 ‰
 d 25 cm
 x 4,686 x/d 0,1875
 δ 0,7



MANDATARIA:

MANDANTI:



13.6.2 Piedritti – taglio

Verifica a taglio

par. 4.1.2.1.3.1 NTC2008

Valore di calcolo dello sforzo di taglio	V_{Ed}	70380 N	
resistenza calcestruzzo	R_{ck}	40 N/mm ²	
	f_{ck}	33,2 N/mm ²	
coeff. parziale di sicurezza del cls	γ_c	1,5	
altezza	h	300 mm	
copriferro	c	50 mm	
altezza utile	d	250 mm	
larghezza minima sezione	b_w	1000 mm	
armatura longitudinale	A_{sl}	1570 mm ²	
sezione calcestruzzo	A_c	300000 mm ²	
valore di calcolo dello sforzo normale	N_{Ed}	0 N	
$k=1+(200/d)^{1/2} \leq 2$	k	1,8944272	
$v_{min}=0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$	v_{min}	0,5258404	
$\rho_1=A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02$	ρ₁	0,00628	rapporto geometrico di armatura longitudinale
$\sigma_{cp}=N_{Ed}/A_c \leq 0,2f_{cd}$	σ_{cp}	0 N/mm ²	tensione media di compressione della sezione
Resistenza a taglio	V_{Rd}	156422,21 N	
$V_{Rd}=\{(0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3})/\gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			VERIFICATA
$V_{Rd} \geq V_{Ed}$			VERIFICATA

13.6.3 Soletta – flessione

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 30,00cm

Afi= 5Ø20 = 15,71cmq Afs=5Ø20 = 15,71cmq

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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Soletta

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	5
2	15,71	25

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma di sezione:

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 69,46 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

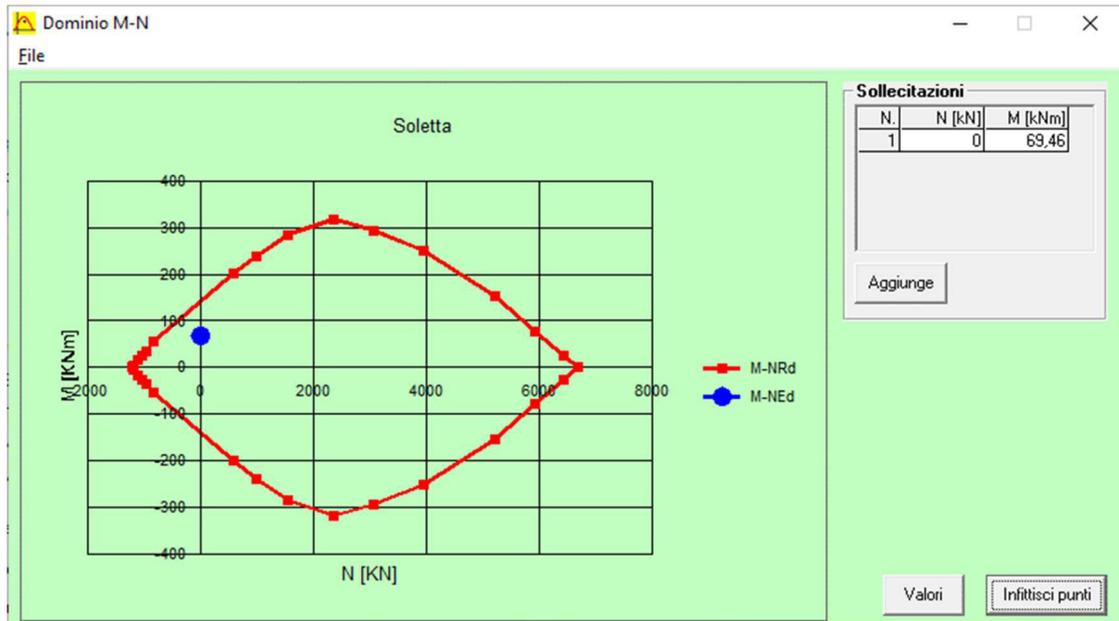
Materiali:
B450C C32/40
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18,13
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 12,25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
τ_{c1} 2,114

M_{xRd} 143,9 kN m

σ_c -18,13 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 15,17 ‰
d 25 cm
x 4,686 x/d 0,1875
δ 0,7

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

Precompresso



13.6.4 Soletta – taglio

Verifica a taglio

par. 4.1.2.1.3.1 NTC2008

Valore di calcolo dello sforzo di taglio	V_{Ed}	38060	N
resistenza calcestruzzo	R_{ck}	40	N/mm ²
	f_{ck}	33,2	N/mm ²
coeff. parziale di sicurezza del cls	γ_c	1,5	
altezza	h	300	mm
copriferro	c	50	mm
altezza utile	d	250	mm
larghezza minima sezione	b_w	1000	mm
armatura longitudinale	A_{sl}	1570	mm ²
sezione calcestruzzo	A_c	300000	mm ²
valore di calcolo dello sforzo normale	N_{Ed}	0	N

$k=1+(200/d)^{1/2} \leq 2$	k	1,8944272
$v_{min}=0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$	v_{min}	0,5258404

$\rho_1=A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02$	ρ_1	0,00628	rapporto geometrico di armatura longitudinale
$\sigma_{cp}=N_{Ed}/A_c \leq 0,2f_{cd}$	σ_{cp}	0	N/mm ² tensione media di compressione della sezione

Resistenza a taglio	V_{Rd}	156422,21	N
---------------------	----------	-----------	---

$$V_{Rd}=\{(0,18*k*(100*\rho_1*f_{ck})^{1/3})/\gamma_c+0,15*\sigma_{cp}\}*b_w*d \geq (v_{min}+0,15*\sigma_{cp})*b_w*d$$

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

VERIFICATA
VERIFICATA

MANDATARIA:

MANDANTI:

13.7 VERIFICHE SLE

13.7.1 Piedritti

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	20,3	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	250	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1571	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	1571	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	80,77	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	872736268,3	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt}$	19,92	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,88	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	59,10	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	20,3	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	300	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	250	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1571	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	1571	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	80,77	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	872736268,3	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14,94	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]

RELAZIONE DI CALCOLO

Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,88 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	59,10 [MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	250	[mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	1571	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	1571	[mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	100	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S _{rif,max}	300	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	20,32	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	80,77	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	59,10	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	3,1	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4	[-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	73,0753875	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	73075,3875	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,02150	[-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α_e	5,94	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0,000030	[-]
		0,000177	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	20,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5	[-]
	k ₃	3,4	[-]
	k ₄	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	328,17	[mm]
		328,17	[mm]

Ampiezza delle fessure	w_k	0,0582	[mm]
-------------------------------	----------------------	---------------	-------------

Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2	[mm]
---------------------------------------	------------------------	------------	-------------

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente

Momento sollecitante per la combinazione Frequente	M_{Ed,freq.}	20,32	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	80,77	[mm]

RELAZIONE DI CALCOLO

Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	59,10 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	73,0753875 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	73075,3875 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,02150 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	5,94 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0,000030 [-]
		0,000177 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	20,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]
	k_3	3,4 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	328,17 [mm]
		328,17 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0582 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3 [mm]

13.7.2 Soletta

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	21,0 [kNm]	
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0 [-]	
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300 [mm]	
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]	
Copriferro	d'	50 [mm]	
Altezza utile della sezione	d	250 [mm]	
Area dell'armatura tesa	A_s	1571 [mm ²]	
Area dell'armatura compressa	A'_s	1571 [mm ²]	
Posizione dell'asse neutro	x	80,77 [mm]	
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	872736268,3 [mm ⁴]	
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt}$	19,92 [MPa]	
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]	
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,94 [MPa]	
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	61,05 [MPa]	

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	21,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	300	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	250	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1571	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	1571	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	80,77	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	872736268,3	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14,94	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,94	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	61,05	[MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	250	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1571	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	1571	[mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	100	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	$s_{rif,max}$	300	[mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	20,99	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	80,77	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	61,05	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	73,0753875	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	73075,3875	[mm ²]

RELAZIONE DI CALCOLO

Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,02150 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	5,94 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0,000020 [-] 0,000183 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	20,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]
	k_3	3,4 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	328,17 [mm] 328,17 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0601 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed, freq.}$	20,99 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	80,77 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	61,05 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	73,0753875 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	73075,3875 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,02150 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	5,94 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0,000020 [-] 0,000183 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	20,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]
	k_3	3,4 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	328,17 [mm] 328,17 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0601 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3 [mm]

14 VERIFICHE GEOTECNICHE

14.1 APPROCCIO DI VERIFICA GEOTECNICA

I terreni di fondazione vengono verificati tramite le sollecitazioni ottenute dalle combinazioni dell'APPROCCIO 2 (A1+M1+R3) in cui i coefficienti del terreno sono unitari, ma vengono ridotte le resistenze globali tramite R3.

Tali azioni sono quindi quelle uscenti dal software con il quale è stata modellata la struttura in elevazione, dato che anche questa è stata approcciata con la medesima combinazione di coefficienti.

Per quanto riguarda l'azione derivante dall'analisi sismica, data la progettazione non dissipativa con $q=1$, non si prevede alcun incremento. Il YRd di maggiorazione è quindi pari ad 1.

14.2 VERIFICHE GEOTECNICHE TOMBINO SEZIONE

Per le caratteristiche dei terreni interessati e per la geometria del tombino, si rimanda ai capitoli precedenti.

14.2.1 Inviluppo delle sollecitazioni per la verifica

Pressioni massime su terreno di fondazione

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 43 52	2	-0.214
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 51 37	2	-0.200

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 43 52	3	-0.197
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 51 37	3	-0.091

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 43 52	5	-0.157
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 51 37	5	-0.148

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

RELAZIONE DI CALCOLO

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 43 52	6	-0.152
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 51 37	7	-0.145

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 37 43	8	-0.146
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 37 43	8	-0.144

Combinazioni agli Stati Limite di Operatività

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 43 52	9	-0.158
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 51 37	9	-0.131

14.2.2 Verifica di portanza

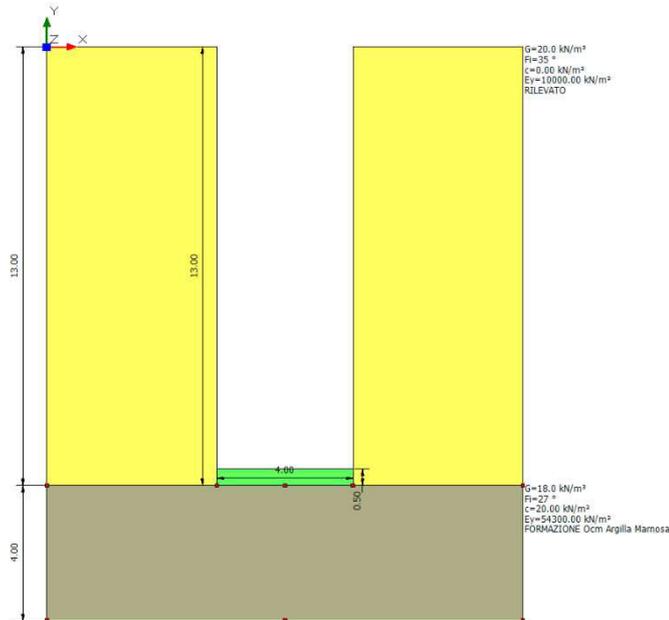


Figura 14-1 "Stratigrafia"

DATI GENERALI

=====

Normativa NTC 2008

Larghezza fondazione 4.0 m
Lunghezza fondazione 1.0 m
Profondità piano di posa 13.0 m
Profondità falda 20.0

SISMA

Accelerazione massima (amax/g) 0.346
Effetto sismico secondo Paolucci, Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale 0.0968

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie
Classe d'uso: Classe IV
Vita nominale: 50.0 [anni]
Vita di riferimento: 100.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: B
Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	60.0	0.588	2.503	0.269
S.L.D.	101.0	0.834	2.436	0.286
S.L.V.	949.0	3.069	2.357	0.455
S.L.C.	1950.0	4.423	2.344	0.517

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]

RELAZIONE DI CALCOLO

S.L.O.	0.7056	0.2	0.0144	0.0072
S.L.D.	1.0008	0.2	0.0204	0.0102
S.L.V.	3.391	0.28	0.0968	0.0484
S.L.C.	4.423	1.0	0.4511	0.2255

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m²]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Elastico [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]	Poisson	Coeff. consolidazione primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
13.0	20.0	20.0	35.0	0.0	0.0	1000 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	RILEVATO
4.0	18.0	19.0	27.0	20.0	100.0	5430 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	FORMAZIONE Ocm Argilla Marnosa

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	214.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	197.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	157.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.O.	158.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970)

Carico limite [Qult]	16771.96	kN/m ²
Resistenza di progetto [Rd]	7292.16	kN/m ²
Tensione [Ed]	214.0	kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	78.37	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata	

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	670878.4	kN/m ³
---------------------	----------	-------------------

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	18.0	kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.0	kN/m ³
Angolo di attrito	27.0	°
Coesione	20.0	kN/m ²

=====

Fattore [Nq]	13.2
Fattore [Nc]	23.94
Fattore [Ng]	9.32
Fattore forma [Sc]	3.21
Fattore profondità [Dc]	1.51
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	3.04
Fattore profondità [Dq]	1.39
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0

RELAZIONE DI CALCOLO

Fattore inclinazione base [Bg] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====
Carico limite 16771.96 kN/m²
Resistenza di progetto 7292.16 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====
Peso unità di volume 18.0 kN/m³
Peso unità di volume saturo 19.0 kN/m³
Angolo di attrito 27.0 °
Coesione 20.0 kN/m²

=====
Fattore [Nq] 13.2
Fattore [Nc] 23.94
Fattore [Ng] 9.32
Fattore forma [Sc] 3.21
Fattore profondità [Dc] 1.51
Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0
Fattore inclinazione base [Bc] 1.0
Fattore forma [Sq] 3.04
Fattore profondità [Dq] 1.39
Fattore inclinazione carichi [Iq] 1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq] 1.0
Fattore inclinazione base [Bq] 1.0
Fattore profondità [Dg] 1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig] 1.0

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.91
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.83

=====

Carico limite	16373.26	kN/m ²
Resistenza di progetto	7118.81	kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

=====

CEDIMENTI ELASTICI

=====

Pressione normale di progetto	158.0	kN/m ²
Spessore strato	20.0	m
Profondità substrato roccioso	30.0	m
Modulo Elastico	54300.0	kN/m ²
Coefficiente di Poisson	0.25	

=====

Coefficiente di influenza I1	0.23
Coefficiente di influenza I2	0.0
Coefficiente di influenza Is	0.23

=====

Cedimento al centro della fondazione	-1.68	mm
--------------------------------------	-------	----

=====

Coefficiente di influenza I1	0.21	
Coefficiente di influenza I2	0.01	
Coefficiente di influenza Is	0.22	
Cedimento al bordo	-0.79	mm

=====

I cedimenti sono ritenuti perfettamente compatibili con le funzionalità dell'opera.

14.2.3 Verifica di galleggiamento

La verifica viene trascurata, dato che dalle indagini geologiche svolte, non si è rinvenuta falda a profondità interferenti con l'opera in progetto.

14.3 VERIFICHE GEOTECNICHE POZZETTO DI MONTE

Per le caratteristiche dei terreni interessati e per la geometria del pozzetto, si rimanda ai capitoli precedenti.

14.3.1 Inviluppo delle sollecitazioni per la verifica

Pressioni massime su terreno

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 50 57	1	-0.029
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 65 50	1	-0.010

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 50 57	2	-0.036
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 65 50	2	0.043

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 50 57	3	-0.023
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 65 50	3	-0.008

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 50 57	4	-0.023
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 65 50	4	-0.008

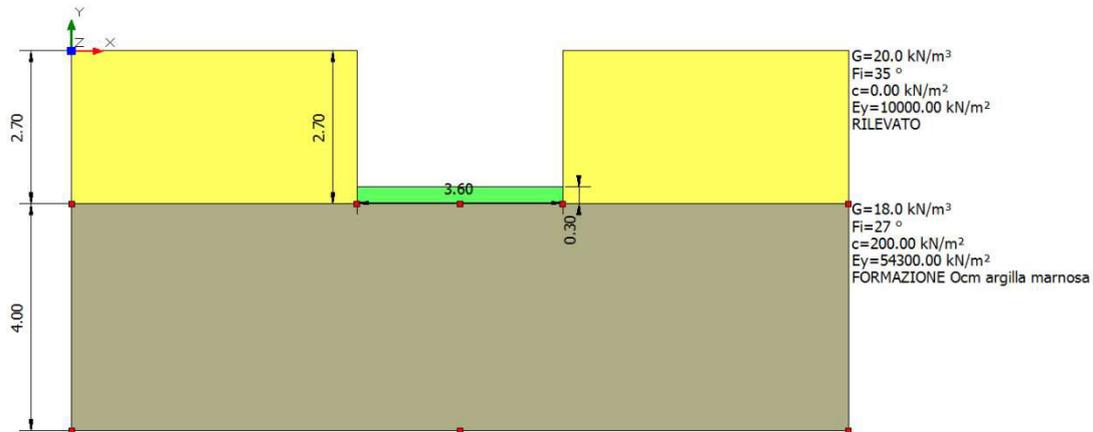
Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 50 57	5	-0.023
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 65 50	5	-0.008

Combinazioni agli Stati Limite di Operatività

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 50 57	6	-0.024
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 65 50	6	0.002

14.3.2 Verifica di portanza



DATI GENERALI

=====
 Normativa NTC 2008

Larghezza fondazione 3.6 m

Lunghezza fondazione 1.0 m

Profondità piano di posa 2.7 m

Profondità falda 20.0

=====

SISMA

=====
 Accelerazione massima (amax/g) 0.346

Effetto sismico secondo Paolucci, Pecker (1997)

Coefficiente sismico orizzontale 0.0968

=====

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie
Classe d'uso: Classe IV
Vita nominale: 50.0 [anni]
Vita di riferimento: 100.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: B
Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	60.0	0.588	2.503	0.269
S.L.D.	101.0	0.834	2.436	0.286
S.L.V.	949.0	3.069	2.357	0.455
S.L.C.	1950.0	4.423	2.344	0.517

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.7056	0.2	0.0144	0.0072
S.L.D.	1.0008	0.2	0.0204	0.0102
S.L.V.	3.391	0.28	0.0968	0.0484
S.L.C.	4.423	1.0	0.4511	0.2255

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore [m]	Peso unità di volume [kN/ m ³]	Peso unità di volume saturato [kN/ m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m ²]	Coesione non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/ m ²]	Modulo Edometrico [kN/ m ²]	Poisson []	Coeff. consolidazione primaria [cmq /s]	Coeff. consolidazione secondaria []	Descrizione
2.7	20.0	20.0	35.0	0.0	0.0	1000 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	RILEVATO

RELAZIONE DI CALCOLO

4.0	18.0	19.0	27.0	200.0	100.0	5430 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	FORMAZI ONE Ocm argilla marnosa
-----	------	------	------	-------	-------	-------------	-----	-----	-----	-----	--

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	29.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	36.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	23.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.O.	24.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: HANSEN (1970)

Carico limite [Qult] 17861.2 kN/m²
 Resistenza di progetto [Rd] 7765.74 kN/m²
 Tensione [Ed] 36.0 kN/m²
 Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 496.14
 Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 714448.0 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume 18.0 kN/m³

Peso unità di volume saturo 19.0 kN/m³

Angolo di attrito 27.0 °

Coesione 200.0 kN/m²

=====

Fattore [Nq] 13.2

Fattore [Nc] 23.94

Fattore [Ng] 9.32

Fattore forma [Sc] 2.98

Fattore profondità [Dc] 1.3

Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0

Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0

Fattore inclinazione base [Bc] 1.0

Fattore forma [Sq] 2.83

Fattore profondità [Dq] 1.23

Fattore inclinazione carichi [Iq] 1.0

Fattore inclinazione pendio [Gq] 1.0

Fattore inclinazione base [Bq] 1.0

Fattore profondità [Dg] 1.0

Fattore inclinazione carichi [Ig] 1.0

Fattore inclinazione pendio [Gg] 1.0

Fattore inclinazione base [Bg] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====

Carico limite 21059.82 kN/m²

Resistenza di progetto 9156.45 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

=====

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume 18.0 kN/m³

Peso unità di volume saturo 19.0 kN/m³

Angolo di attrito 27.0 °

Coesione 200.0 kN/m²

=====

Fattore [Nq] 13.2

Fattore [Nc] 23.94

Fattore [Ng] 9.32

Fattore forma [Sc] 2.98

Fattore profondità [Dc] 1.3

Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0

Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0

Fattore inclinazione base [Bc] 1.0

Fattore forma [Sq] 2.83

Fattore profondità [Dq] 1.23

Fattore inclinazione carichi [Iq] 1.0

Fattore inclinazione pendio [Gq] 1.0

Fattore inclinazione base [Bq] 1.0

Fattore profondità [Dg] 1.0

Fattore inclinazione carichi [Ig] 1.0

Fattore inclinazione pendio [Gg] 1.0

Fattore inclinazione base [Bg] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zg] 0.91

Fattore correzione sismico inerziale [zc] 0.83

=====

Carico limite 17861.2 kN/m²

Resistenza di progetto 7765.74 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

CEDIMENTI ELASTICI

MANDATARIA:

MANDANTI:

=====		
Pressione normale di progetto	24.0	kN/m ²
Spessore strato	20.0	m
Profondità substrato roccioso	30.0	m
Modulo Elastico	54300.0	kN/m ²
Coefficiente di Poisson	0.25	
=====		
Coefficiente di influenza I1	0.25	
Coefficiente di influenza I2	0.0	
Coefficiente di influenza Is	0.25	
=====		
Cedimento al centro della fondazione	-0.65	mm
=====		
Coefficiente di influenza I1	0.23	
Coefficiente di influenza I2	0.01	
Coefficiente di influenza Is	0.24	
Cedimento al bordo	-0.31	mm
=====		

I cedimenti sono ritenuti perfettamente compatibili con lea funzionalità dell'opera.

14.3.3 Verifica di galleggiamento

La verifica viene trascurata, dato che dalle indagini geologiche svolte, non si è rinvenuta falda a profondità interferenti con l'opera in progetto.

15 SINTESI DEI RISULTATI

Per maggiore chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo e nell'interpretazione dei risultati delle verifiche si esplicitano i seguenti aspetti riguardanti le armature degli elementi strutturali.

15.1 SOLETTE FONDAZIONE

15.1.1 Tombino

La platea di fondazione in c.a. (sp= 50cm): armata con $\emptyset 24/15$ superiormente ed inferiormente in direzione trasversale all'asse e con $\emptyset 12/15$ superiormente e inferiormente in direzione longitudinale all'asse.

15.1.2 Pozzetto monte

La platea di fondazione in c.a. (sp= 30cm): armata con $\emptyset 20/20$ superiormente ed inferiormente in direzione trasversale all'asse e con $\emptyset 10/20$ superiormente e inferiormente in direzione longitudinale all'asse.

15.2 PARETI

15.2.1 Tombino

Le pareti in c.a (sp = 50 cm): armata con $\emptyset 24/15$ superiormente ed inferiormente in direzione trasversale all'asse e con $\emptyset 12/15$ superiormente e inferiormente in direzione longitudinale all'asse.

15.2.2 Pozzetto monte

Le pareti in c.a (sp = 30 cm): armata con $\emptyset 20/20$ superiormente ed inferiormente in direzione trasversale all'asse e con $\emptyset 10/20$ superiormente e inferiormente in direzione longitudinale all'asse.

15.3 SOLETTA COPERTURA

La soletta di copertura in c.a. (sp = 50 cm): armata con $\emptyset 24/15$ superiormente ed inferiormente in direzione trasversale all'asse e con $\emptyset 12/15$ superiormente e inferiormente in direzione longitudinale all'asse.

15.4 CONTROLLO DETTAGLI COSTRUTTIVI

Min 0,2%

Max 4%

SP 50cm

Massimo ($\emptyset 24/15$)

%max,d 1,387327 - percentuale massima di progetto

verificato

Minimo ($\emptyset 12/15$)

RELAZIONE DI CALCOLO

%min,d	0,346832 -	percentuale minima di progetto
	verificato	
<u>SP 30cm</u>		
Massimo (Ø20/20)		
%max,d	1,256637 -	percentuale massima di progetto
	verificato	
Minimo(Ø10/20)		
%min,d	0,314159 -	percentuale minima di progetto
	verificato	

La verifica dello spessore minimo viene omessa in quanto trattasi di strutture scatolari non adibite ad uso abitativo e quindi non soggette a limite minimo così come indicato dal TU 2008 al 7.4.6.1.4.

16 ACCETTABILITA' DEI CALCOLI

Per il controllo di accettabilità dei calcoli, si confronta il taglio in soletta dello scatolare ottenuto da semplici calcoli con il taglio ottenuto dall'output del software. Ciò permetterà di controllare il buon funzionamento di:

- Modellazione geometrica
- Modellazione dei vincoli
- Modellazione dei carichi
- Modellazione delle combinazioni di carico

Di seguito i dati necessari al calcolo manuale:

- (S) Spessore soletta=60cm
(l) Larghezza di calcolo soletta=100cm
(L) Lunghezza frame soletta=250cm
(G1k) Peso strutturale=25x0,6=15kN/m
(G2k) Peso ricoprimento=220kN/m
(Q1k) Tandem=3,96kN/m
(Q2k) Distribuito=9kN/m

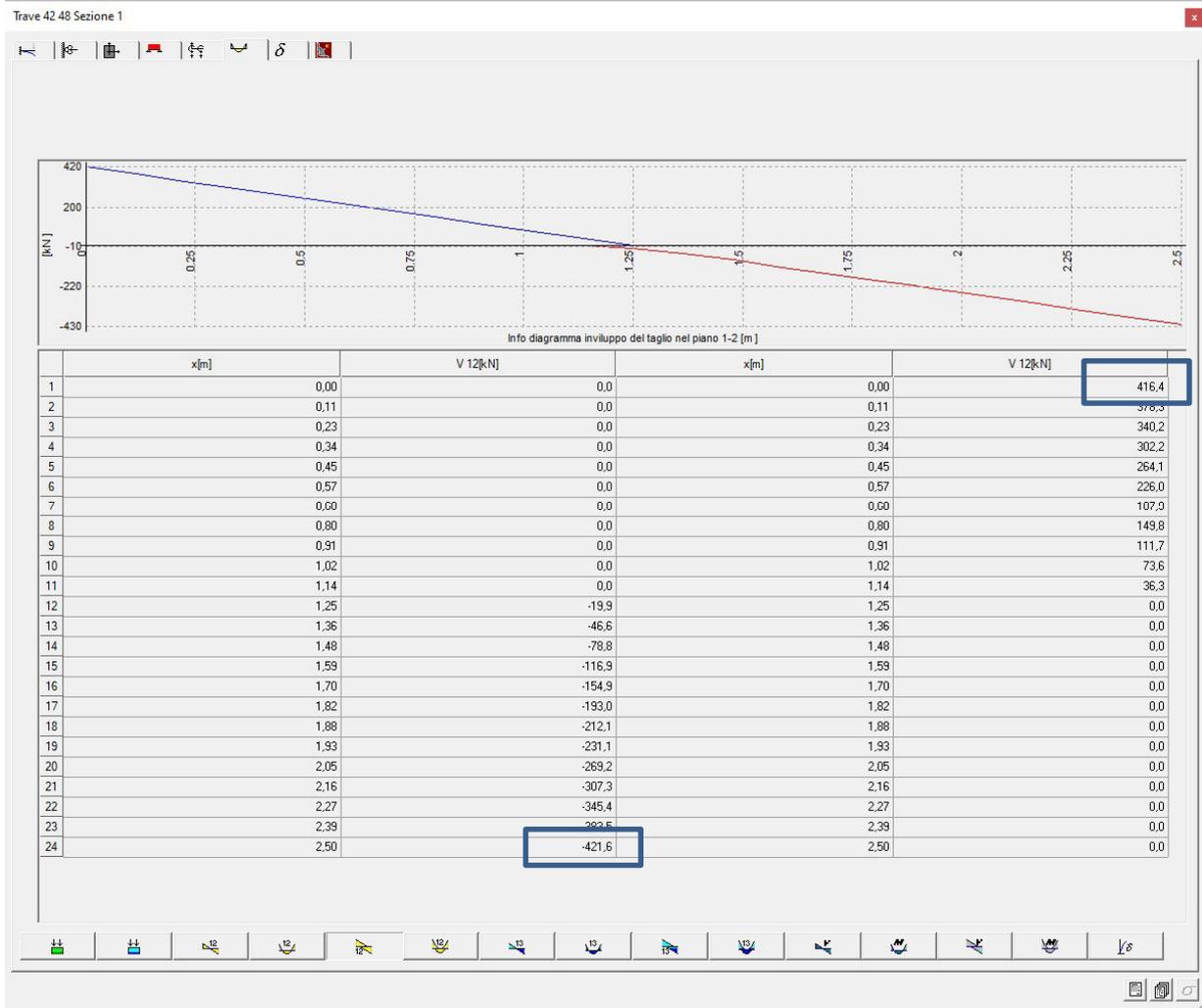
Si esegue la combinazione delle azioni per ottenere il carico distribuito totale:

$$P=1,35 \times 15 + 1,35 \times 220 + 1,25 \times 3,96 + 1,5 \times 9 = 335,21 \text{ kN/m}$$

$$V_{\max} = (P \times L) / 2 = 419,01 \text{ kN}$$

Si riporta un estratto del software:

RELAZIONE DI CALCOLO



I risultati sono del tutto in linea con i calcoli eseguiti a mano.

17 LICENZA SOFTWARE



LICENZA DI PRODOTTO

Numero di serie: **8904 CPRGTT**

N.01 WinStrand 2021

Data di acquisto: 16 06 2021

Utente: **Cooprogetti società cooperativa**

Indirizzo: Via della Piaggiola, 152

Città: 06024 Gubbio (PG)

Codice Fiscale: 00424850543

Partita I.V.A.: 00424850543

E-mail: assistenza@cooprogetti.it

Analisi Strutturale:	SI	Verifica Sezioni Miste:	SI
Verifica e Disegno CA:	SI	Verifica e Disegno Lastre:	SI
Verifiche Acciaio:	SI	Compositore Profili:	SI
Estensione G.D.L.:	SI	Gestore Sezioni C.A.:	SI
Pali:	SI	Verifiche e Disegno Nodi Acciaio:	NO
Preflex:	SI	Supporto Chiave Monoutente:	SI
Supporto Condivisione Software:	SI	Geo Fondazioni:	NO
Analisi non lineare:	SI	Murature:	SI
Verifica Resistenza al Fuoco:	SI	Edifici Esistenti:	SI
Verifica Aste Legno:	SI	Solai C.A.:	NO
Verifiche Acciaio Americane:	NO	Solaio Misto Legno Calcestruzzo:	NO
Verifiche Acciaio Australiane:	NO		

Scadenza InForma: **30 06 2022**



ENEXSYS S.R.L. - Via Tizzano 46/2 - 40033 Casalecchio di Reno Tel 051/57.65.05 Fax 051/57.60.06

MANDATARIA:

MANDANTI: