

SISTEMA DI TRASPORTO PUBBLICO DI TIPO FILOVIARIO

GARA D'APPALTO PER LA PROGETTAZIONE ESECUTIVA, L'ESECUZIONE DEI LAVORI E LA FORNITURA DEI VEICOLI

OFFERTA TECNICA
B2 - PROGETTO DEFINITIVO



PROGETTO:

OPERE STRADALI
OPERE D'ARTE

Sottopasso Via Città di Nimes

Relazione di calcolo galleria artificiale

CONCORRENTE

ATI:

SOVECO
COSTRUZIONI SPA

APTS
Advanced Public
Transport Systems bv

**CONSORZIO COOPERATIVE COSTRUZIONI
CCC**

Società cooperativa
(MANDATARIA/CAPOGRUPPO)

ALPIQ
Alpiq InTec Verona S.p.A.

MAZZI
Impresa Generale Costruzioni
S.p.A.

**Balfour Beatty
Rail**



(MANDATARIA/CAPOGRUPPO)

DIRETTORE TECNICO

Dott. Ing. Massimo Raccosta



DIRETTORE TECNICO

Dott. Arch. Valentina Butterini

REV.	DATA	DESCRIZIONE	ELABORAZIONE	REDATTO	VISTO	APPROVATO
A	Dic. 2010	Emissione	Technital	Pezzini	Pezzini	Renso

Il presente documento non potrà essere copiato, riprodotto o altrimenti pubblicato, in tutto o in parte, senza il consenso scritto. Ogni utilizzo non autorizzato sarà perseguito a norma di legge.
This document may not be copied, reproduced or published, either in part or entirely, without the written permission. Unauthorized use will be prosecuted by law.

INDICE

1. GENERALITÀ.....	2
1.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
1.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	5
2. CALCOLO DELL' IMPALCATO.....	8
2.1. DATI GEOMETRICI.....	9
2.2. MODALITA' DI COSTRUZIONE DELL'IMPALCATO	10
2.3. MODALITA' DI COSTRUZIONE DELLE TRAVI	10
2.4. METODO ED IPOTESI DI CALCOLO	11
2.5. SISTEMA DI RIFERIMENTO	13
2.6. RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI	14
2.7. ANALISI DEI CARICHI	15
2.8. PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE AZIONI CARATTERISTICHE SU TRAVE PREFABBRICATA	17
2.9. PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE AZIONI CARATTERISTICHE SU SOLETTA.....	22
2.10. TRAVE PREFABBRICATA CL90	23
2.11. ARMATURE DI PRECOMPRESSIONE.....	24
2.12. CADUTE DI TENSIONE	25
2.13. STATI LIMITE DI ESERCIZIO.....	27
2.14. STATI LIMITE ULTIMI.....	35
2.15. VERIFICA DELLA SOLETTA	42
2.16. CRITERI PER LO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE	44
3. GALLERIA A PORTALE.....	52
3.1. MODELLAZIONE	52
3.2. DEFINIZIONE STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	53
3.3. DEFINIZIONE STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	55
3.4. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA (EQK)	55
3.5. ANALISI STRUTTURALE	60
3.6. RISULTATI	62
3.7. VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE	71
3.8. VERIFICA A TAGLIO.....	72
3.9. CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI DIAFRAMMI	74

1. GENERALITÀ

L'oggetto della presente relazione è la descrizione, l'analisi e la verifica strutturale della Galleria Artificiale di Via Città di Nimes.

Per la realizzazione del tratto in galleria artificiale è prevista la realizzazione dei diaframmi laterali in c.a., la posa delle le travi in c.a.p. dell'impalcato e, una volta eseguito il getto della soletta e quello di solidarizzazione fra impalcato e diaframmi, lo scavo interno.

La sezione trasversale analizzata è riportata nella figura seguente:

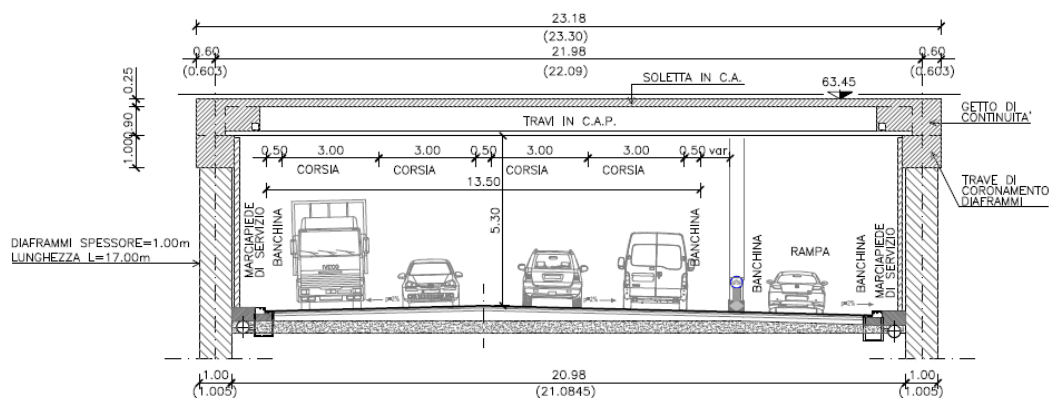


Figura 1 – Sezione trasversale in galleria artificiale

Lo schema statico della galleria è a portale di luce netta 21m circa, realizzato con diaframmi di lunghezza 17m e spessore di 1.00m, ai quali è solidarizzato l'impalcato in c.a.p. attraverso un getto di continuità in c.a. (vedi Figura 2).

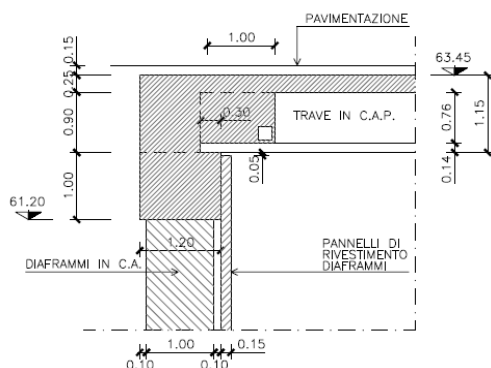


Figura 2 - Particolare nodo di continuità

L'impalcato è formato da travi accostate in c.a.p. di altezza 90cm e poste ad interasse di 2.42m completate superiormente da una soletta in c.a., collaborante con le travi, di spessore 25cm.

L'altezza complessiva dell'impalcato è pertanto di 1,15m, sul quale sarà realizzata la pavimentazione stradale (Figura 3).

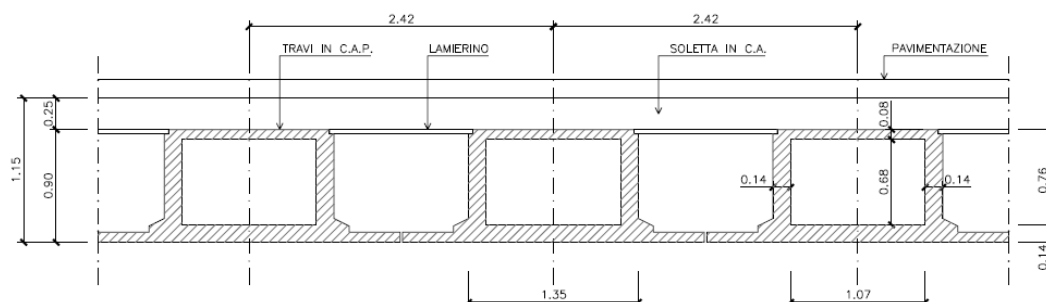


Figura 3 - Sezione trasversale impalcato

La struttura individuata è pertanto monolitica senza alcuna discontinuità fra impalcato e diaframmi. Non sono perciò previsti appoggi e giunti di dilatazione che, notoriamente, rappresentano elementi critici per la durabilità dell'opera e che richiedono una manutenzione accurata e generalmente onerosa.

Come per tutti gli altri diaframmi del sottopasso è prevista la messa in opera di un pannello prefabbricato in c.a. dello spessore di 15cm con funzione di protezione e finitura delle pareti verticali.

In accordo con quanto richiesto dal D.M. 14/01/2008, Tabella 2.4.I per costruzioni di tipo 2 (*Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale*), si assume una vita nominale delle opere di 50 anni. Inoltre, per la definizione delle azioni sismiche, si assume una classe d'uso II, in quanto opere appartenenti a "reti viarie non ricadenti in classe d'uso III o IV".

1.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche di sicurezza e stabilità sono state svolte utilizzando il metodo agli stati limite con particolare riferimento alle seguenti norme tecniche:

- Legge 05.11.1971 n.1086 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- D.M. 14.01.2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008";
- D.M. 03.12.1987 - Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate.
- Circ. Min. LL.PP. 16.03.1989 - Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate.
- D.M. 11 marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- Circolare Min. LL. PP. del 24 Settembre 1988 n°30483 – L. 2 febbraio 1974, n. 64 – art. 1 D.M. 11 marzo 1988 – Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
- Eurocodice 2: Progetto di strutture in calcestruzzo;
- Eurocodice 3: Progetto di strutture in acciaio;
- Eurocodice 7: Progettazione geotecnica;
- Eurocodice 8: Progettazione antisismica.

1.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per quanto riguarda i materiali da utilizzare nella realizzazione dell'opera si è tenuto conto delle classi di esposizione ambientale previste dalla norma UNI EN 206-1:2006. Le prescrizioni sui calcestruzzi e sull'acciaio sono riportate nelle tavole dell'opera (elaborati n. PD.B.02.01.PA.02 e PD.B.02.01.PA.03).

Per le verifiche strutturali si farà riferimento ai seguenti materiali:

IMPALCATO

CALCESTRUZZO PER LE TRAVI PREFABBRICATE C45/55

Confezionato con proveniente da cava e con inerte vagliato e lavato 400 daN/mc di cemento Portland.

R_{ck} a tempo infinito $\geq 550.00 \text{ kg/cm}^2$

R_{ckj} al taglio trefoli $\geq 400.00 \text{ kg/cm}^2$

La resistenza caratteristica cilindrica a compressione vale:

a tempo infinito $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 0.83 \times 550 = 456.50 \text{ kg/cm}^2$

al taglio trefoli $f_{ckj} = 0.83 R_{ckj} = 0.83 \times 400 = 332.00 \text{ kg/cm}^2$

La resistenza di calcolo a compressione vale:

a t. inf. $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 456.50 / 1.5 = 258.68 \text{ kg/cm}^2$

al taglio tref. $f_{cdj} = \alpha_{cc} f_{ckj} / \gamma_c = 0.85 \times 332.00 / 1.5 = 188.13 \text{ kg/cm}^2$

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma parabola-rettangolo con tensione massima pari a:

$$f_{cd} = 258.68 \text{ kg/cm}^2$$

La resistenza di calcolo a trazione per flessione vale:

a tempo infinito $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 32.40 / 1.5 = 21.60 \text{ kg/cm}^2$

al taglio trefoli $f_{ctdj} = f_{ctkj} / \gamma_c = 21.83 / 1.5 = 14.56 \text{ kg/cm}^2$

Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

al taglio dei trefoli

$$\sigma_{cj} < 0,70 f_{ckj} = 232.40 \text{ Kg/cm}^2$$

a cadute avvenute

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 273.90 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (per comb. caratteristica rara)}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 205.43 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (per comb. quasi permanente)}$$

CALCESTRUZZO PER SOLETTA, TRAVERSI E DIAFRAMMI C28/35

a tempo infinito $R_{ck} \geq 350.00 \text{ daN/cm}^2$

La resistenza caratteristica cilindrica a compressione vale:

a tempo infinito $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 0.83 \times 350 = 290.50 \text{ kg/cm}^2$

La resistenza di calcolo a compressione vale:

a t. infinito $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 290.50 / 1.5 = 164.62 \text{ Kg/cm}^2$

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma parabola-rettangolo con tensione massima pari a:

$$f_{cd} = 188.13 \text{ Kg/cm}^2$$

Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

$\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 174.30 \text{ Kg/cm}^2$ (per comb. caratteristica rara)

$\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 130.73 \text{ Kg/cm}^2$ (per comb. quasi permanente)

ACCIAIO PER C.A.P.

L'acciaio usato per la precompressione delle travi è trefolo da 6/10" stabilizzato.

carico a rottura $f_{ptk} \geq 19000.00 \text{ DaN/cm}^2$

carico caratteristico all'1% $f_{p(1)k} \geq 17000.00 \text{ DaN/cm}^2$

In base al punto 4.1.8.1.5 del D.M. 14/01/2008/, le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi deve rispettare le più restrittive delle seguenti limitazioni (per armature pretese):

$\sigma_{spi} \leq 0.90 \times f_{p(1)k} = 0.90 \times 17000.00 = 15300.00 \text{ DaN/cm}^2$

$\sigma_{spi} \leq 0.80 \times f_{ptk} = 0.80 \times 19000.00 = 15200.00 \text{ DaN/cm}^2$

In entrambi i casi è ammessa una sovratensione pari a $0,05 f_{p(1)k} = 850.00 \text{ DaN/cm}^2$

In base al punto 11.3.3.3 del D.M. 14/01/2008, nel caso di trefoli stabilizzati (armatura di classe 2), le cadute di tensione $\Delta\sigma_{pr}$ per rilassamento al tempo t si possono valutare mediante l'espressione:

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,1\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5}$$

Essendo:

σ_{pi} è la tensione iniziale nel cavo;

$\rho_{1000} = 2.5$

$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk} = 14350 / 19000 = 0.75$

si ottiene

$$\text{per } t = 1000 \text{ ore } \Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \times 2,5 \times e^{6,825} (1000/1000)^{0,75(1-0,75)} 10^{-5} = 1,52\%$$

$$\text{per } t = 5000 \text{ ore } \Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \times 2,5 \times e^{6,825} (5000/1000)^{0,75(1-0,75)} 10^{-5} = 2,05\%$$

In base ai punti 4.1.8.1.2 e 4.1.2.2.5.2 del D.M. 14/01/2008, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica, la tensione massima in esercizio deve rispettare la seguente limitazione:

$$\sigma_{sp} = 0.8 \times f_{yk} = 0.8 \times 0.85 f_{ptk} = 12920 \text{ DaN/cm}^2$$

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

$$f_{ptd} = f_{p(1)k} / \gamma_s = 17000.00 / 1.15 = 14782.61 \text{ DaN/cm}^2$$

ACCIAIO D'ARMATURA

Tipo	B450C	
Tensione di snervamento nominale, $f_{y,nom}$	450	MPa
Tensione di rottura nominale, $f_{t,nom}$	540	MPa
Tensione di progetto, f_{yd}	391	MPa

2. CALCOLO DELL'IMPALCATO

Il calcolo dell'impalcato, a favore di sicurezza, è svolto considerandolo schema statico di semplice appoggio. Le sollecitazioni ai nodi, dovute alla continuità con i diaframmi, saranno calcolate e verificate nel capitolo successivo, dedicato alla galleria.

Ove non sia diversamente specificato, le grandezze contenute nella presente relazione sono espresse nelle seguenti unità di misura:

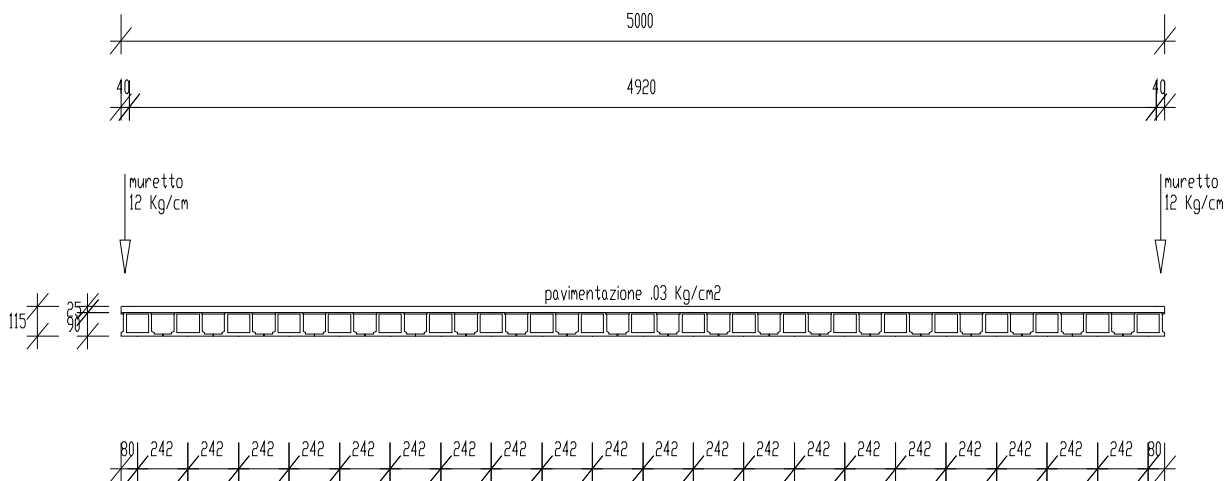
lunghezza : cm
forza : Kg

I diametri delle barre di armatura lenta sono sempre espressi in millimetri, i diametri dei trefoli di precompressione sono invece espressi in pollici (=25.4 mm).

I carichi agenti sull'impalcato sono, come è naturale assumere, positivi se diretti verso il basso.
Le tensioni sono positive se di compressione nel calcestruzzo, e positive se di trazione per quanto riguarda l'acciaio.

2.1. DATI GEOMETRICI

Luce di calcolo	2130.000
Larghezza cordolo sinistro	40.000
Larghezza carreggiata	4920.000
Larghezza cordolo destro	40.000
Larghezza fuori tutto	5000.000
Tipo travi	CL90
Larghezza sezione	240.000
Lunghezza retrotrave	15.000
Lunghezza ringrosso	120.000
Lunghezza svasatura	10.000
Numero travi	21
Interasse travi	242.000
Eccentricita' travi-soletta	0.000
Spessore medio soletta	25.000
Spessore minimo soletta	25.000
Luce di calcolo soletta	121.000



Sezione trasversale impalcato

2.2. MODALITA' DI COSTRUZIONE DELL'IMPALCATO

L'impalcato viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e getto in opera di traversi e soletta collaboranti.

Le travi sono autoportanti, non necessitano quindi di alcun rompitratta o puntellamento provvisorio durante l'esecuzione dell'impalcato.

Si distinguono due fasi successive di lavoro:

PRIMA FASE:

Le travi semplicemente appoggiate agli estremi resistono da sole al peso proprio ed a quello della porzione di soletta gettata in opera.

SECONDA FASE:

Il sistema misto travi precomprese e soletta gettata in opera, divenuto solidale dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso della porzione di soletta a sbalzo gettata in seconda fase, al peso delle sovrastrutture e al peso dei carichi accidentali.

2.3. MODALITA' DI COSTRUZIONE DELLE TRAVI

Le travi vengono costruite in uno stabilimento di prefabbricazione e successivamente trasportate a piè d'opera e varate.

Il sistema di precompressione è del tipo a fili aderenti.

I trefoli che costituiscono l'armatura di precompressione vengono tesati sino alla tensione σ_{spi} prevista nella presente relazione. Disposta l'armatura lenta per gli sforzi di taglio (staffe), ultimata la tesatura e fissata la cassetatura, si procede al getto del calcestruzzo.

La maturazione del calcestruzzo avviene con ciclo termico a vapore opportunamente tarato in funzione del mix-design e della resistenza R_{ckj} che è richiesta al momento del taglio dei trefoli.

Una volta raggiunta la resistenza R_{ckj} si procede all'allentamento delle armature di precompressione ed allo stoccaggio del manufatto.

2.4. METODO ED IPOTESI DI CALCOLO

L'impalcato viene realizzato con travi in semplice appoggio collaboranti tra loro grazie all'azione della soletta. Esso si presenta, quindi, come una lastra appoggiata sui lati opposti e che presenta una forte ortotropia.

Per la ricerca delle sollecitazioni nei vari elementi componenti l'impalcato si ricorre al metodo di Massonnet che permette, mediante l'ausilio di opportuni coefficienti, di risolvere la ripartizione dei carichi e conoscere le sollecitazioni.

Questo metodo fu proposto da Guyon nel 1946 per un grigliato di travi prive di rigidità torsionale, ripreso da Massonnet nel 1950 per tener conto della torsione, infine esteso da Bares; questi ultimi Autori hanno sistemato in modo definitivo la materia in un libro ("Les calculs des grillages de ponts et dalles orthotropes selon la Méthode Guyon - Massonnet - Bares", Dunod, Parigi, 1966) che fornisce un gran numero di tabelle direttamente utilizzabili dal progettista e che ne ha agevolato una larga diffusione.

Nel grigliato ortotropo il procedimento di Massonnet trae origine dallo studio di un graticcio appoggiato in corrispondenza degli estremi delle travi principali longitudinali e libero sugli altri estremi; graticcio che si suppone equivalente ad una piastra ortotropa.

Se si osserva un graticcio di travi si constata che si tratta di una struttura a travi bidirezionali a direzioni per lo più ortogonali.

Il comportamento dell'impalcato dipende essenzialmente dalle rigidità flessionali e torsionali dei due ordini di travi e dalla loro reciproca influenza.

Si può, pertanto, pensare di assimilare l'impalcato ad una piastra ortotropa nella quale la caratterizzazione di comportamento nelle due direzioni sia data dalle rigidità flessionali e torsionali anziché dai legami costitutivi dei materiali.

Il metodo di Massonnet considera l'impalcato reale come una lastra rettangolare di larghezza teorica

$$2 \times B = n \times i$$

n = n.travi , i = interasse travi

e lunghezza pari alla luce di calcolo; tiene conto della differente deformabilità della lastra in senso longitudinale e in senso trasversale.

Si considera una condizione di carico

$$p(x;e) = P_m \sin (\pi x/l)$$

variabile con legge sinusoidale ed agente parallelamente all'asse x con eccentricità e ; per tale carico la deformata ha una legge $w(x,y;e)$ che si ottiene integrando l'equazione di Huber. Esprimendo in serie di Levy, la deformata assume la forma

$$w(x,y;e) = w(1/2,y;e) \sin (\pi x/l)$$

considerando una condizione di carico avente la stessa legge di variazione e lo stesso P_m ma distribuito su tutta la larghezza dell'impalcato

$$p(x;e) = (P_m/2b) \sin (\pi x/l)$$

si avrà una deformata cilindrica che può assumere la forma

$$w(x) = w(1/2) \sin (\pi x/l)$$

Si può, quindi, definire per una trave di ordinata y e carico di eccentricità e , il coefficiente di ripartizione trasversale (adimensionale)

$$K(y;e) = w(x,y;e) / w(x) = w(1/2,y;e) / w(1/2)$$

Si ha, pertanto, per il carico unitario di eccentricità e , il rapporto fra il carico su una trave di ordinata y e il carico medio $1/n$ dove n è il numero delle travi.

Il valore di $K(y;e)$ è stato calcolato dal Massonnet e tabellato in base ai parametri dai quali dipende e precisamente

1. dal rapporto y/b rappresentante la posizione della trave longitudinale presa in considerazione (e lungo la quale y ha sempre lo stesso valore);
2. dal rapporto e/b che rappresenta la posizione del carico
3. dal rapporto di rigidezza torsionale $\square$ (compreso tra 0 e 1) $\square$
4. dal rapporto adimensionale di rigidezza flessionale θ

Non viene considerato nel calcolo l'effetto dei traversi di testata.

Per valutare gli effetti delle azioni sia per gli stati limite ultimi che per gli stati limite di esercizio si conduce un'analisi statica elastica lineare.

2.5. SISTEMA DI RIFERIMENTO

Si considera l'impalcato come un piano in cui un sistema di assi ortogonali x, y individua ogni punto di esso.

L'asse x è assunto longitudinalmente all'asse delle travi, l'asse y ortogonalmente.

L'origine di questo sistema di riferimento è posizionata sulla intersezione tra l'asse di simmetria delle travi prefabbricate e un asse degli appoggi (è indifferente quale dei due assi appoggi viene assunto come origine x).

Le grandezze y rappresentano perciò le eccentricità dei carichi ed hanno segno negativo verso sinistra e positivo verso destra, guardando le sezioni nelle figure allegate.

Le grandezze x sono sempre positive; $x = 1065.00$ e' la mezzzeria dell'impalcato.

L'asse delle z , ortogonale al piano x, y , ha lo zero sul fondo delle travi prefabbricate ed ha valori positivi verso l'alto.

2.6. RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI

Parametri di Massonnet :

Luce di calcolo travi principali	L =	2130
Interasse traversi	L1 =	1
Semilarghezza teorica impalcato	B =	2541
Interasse travi	B1 =	242

Trave :

Traverso :

Ap =	11602	Ae =	25	cm ²
Dp =	68	De =	13	cm
Jp =	20383560	Je =	1302	cm ⁴
Cp =	9846092	Ce =	1302	cm ⁴

Larghezza soletta collaborante con trave = 242.00

Coeff. di omogen. cls soletta / cls trave = 1.000

Theta = 3.383

Radice alfa = 1.000

Si calcolano i coefficienti d'influenza della 1a trave che ha una eccentricita' $y = 2420.000$ cm e che risulta essere la piu' sollecitata :

y	-2541	-1906	-1271	-635	0	635	1271	1906	2541
K0	-0.00	0.00	-0.00	-0.00	0.01	0.03	-0.51	0.67	19.69
K1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03	0.34	2.76	10.70
K α	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03	0.34	2.76	10.70

Si calcolano i coefficienti d'influenza del traverso nella sezione $y = 0.00$ ($y=0$ in asse travi).

$\mu\alpha$	-.0000	-.0001	-.0005	-.0027	0.0235	-.0027	-.0005	-.0001	-.0000
-------------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

2.7. ANALISI DEI CARICHI

2.7.1. VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI PERMANENTI

Peso proprio trave (tratto in campata)	13.880 Kg/cm
(tratto d'estremità')	20.630 Kg/cm
Peso della soletta (1a fase)	12.562

Vengono considerati ripartiti in egual modo tra tutte le travi e distribuiti uniformemente lungo x :

Paviment. (0.030 Kg/cm²) (2a fase) 7.029 Kg/cm/trave

Viene considerato concentrato in direzione y e uniformemente distribuito in direzione x :

carico	Kg/cm	ecc. y	K Massonnet	μ Massonnet
muretto	12.0000	2480.000	10.153	-.00001
muretto	12.0000	-2480.000	0.000	-.00001

2.7.2. VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI VARIABILI

AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3.00 m. In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m. La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Per i ponti di 1^a Categoria si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi

Tabella 1 Intensità dei carichi concentrati Q_{ik} e di quelli uniformemente distribuiti q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kg]	q_{ik} [kg/cm ²]
Corsia Numero 1	30000	0.090
Corsia Numero 2	20000	0.025
Corsia Numero 3	10000	0.025
Altre corsie	0.00	0.025

Categoria ponte : 1a

Disposizione carichi mobili per verificare la 1a trave:

Posizione	Intensità		Eccentricità (cm)	K Massonet
	Carico asse Q_{ik} [kg]	q_{ik} [kg/cm ²]		
Corsia Numero 1	30000	0.090	2310.00	7.925
Corsia Numero 2	30000	0.090	2010.00	3.752
Corsia Numero 3	30000	0.090	1710.00	1.495
Corsia Numero 4	0.00	0.025	1410.00	0.548
Corsia Numero 5	0.00	0.025	1110.00	0.191
Corsia Numero 6	0.00	0.025	810.00	0.064
Corsia Numero 7	0.00	0.025	510.00	0.021

Le colonne di carico vengono posizionate in direzione x in modo da generare la massima sollecitazione nella specifica sezione di verifica.

AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE

Tali azioni generano forze agenti nel piano x-y dell'impalcato (vd. Cap.8 Sistema di riferimento - L'asse x è assunto longitudinalmente all'asse delle travi, l'asse y ortogonalmente), ed in particolare lungo l'asse x longitudinale. Le suddette forze generano a loro volta delle sollecitazioni che risultano trascurabili considerata l'elevata rigidezza della struttura nel proprio piano. Pertanto nel valutare lo stato di sollecitazione delle travi in cap e della soletta collaborante non si considerano le azioni di frenamento o di accelerazione.

AZIONE DI NEVE E VENTO – RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI

Il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico. Essendo questi ultimi più onerosi per la struttura il carico da neve non viene considerato. Per quanto riguarda il vento e le resistenze passive dei vincoli vale quanto già esplicitato in precedenza per frenatura ed accelerazione; tali carichi risultano significativi per il dimensionamento degli apparecchi di appoggio e per le sottostrutture.

2.8. PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE AZIONI CARATTERISTICHE SU TRAVE PREFABBRICATA

2.8.1. PRECOMPRESSIONE - SOLLECITAZIONI - M(Kgcm) - N(Kg)

Xsezione	taglio trefoli		cadute taglio trefoli - getto soletta		cadute getto soletta - tempo infinito	
	Nprec	Mprec	DNprec	DMprec	DNprec	DMprec
0	-	-	-	-	-	-
21	-	-	-	-	-	-
42	-	-	-	-	-	-
63	-	-	-	-	-	-
84	-	-	-	-	-	-
105	518609	-6926927	-49592	662391	-46231	2165450
126	518609	-6926927	-49425	660163	-45922	2150970
147	518609	-6926927	-49262	657985	-45620	2136810
168	518609	-6926927	-49103	655855	-45324	2122970
189	518609	-6926927	-48947	653776	-45035	2109450
210	718074	-11091246	-83564	1290709	-74923	3658899
231	718074	-11091246	-83327	1287061	-74491	3637787
252	718074	-11091246	-83097	1283505	-74069	3617201
273	718074	-11091246	-82873	1280039	-73659	3597140
294	718074	-11091246	-82654	1276664	-73259	3577604
315	718074	-11091246	-82442	1273380	-72869	3558592
336	718074	-11091246	-82235	1270186	-72491	3540106
357	718074	-11091246	-82034	1267083	-72123	3522145
378	718074	-11091246	-81839	1264070	-71766	3504708
399	877646	-14956520	-116468	1984813	-99951	5034785
420	877646	-14956520	-116223	1980628	-99506	5012381
441	877646	-14956520	-115985	1976577	-99076	4990695
462	877646	-14956520	-115755	1972660	-98660	4969727
483	877646	-14956520	-115533	1968877	-98258	4949477
504	877646	-14956520	-115319	1965229	-97870	4929944
525	877646	-14956520	-115113	1961714	-97496	4911129
546	877646	-14956520	-114915	1958334	-97137	4893032

	taglio trefoli		cadute taglio trefoli - getto soletta		cadute getto soletta - tempo infinito	
	Nprec	Mprec	DNprec	DMprec	DNprec	DMprec
Xsezione						
567	877646	-14956520	-114724	1955087	-96792	4875653
588	877646	-14956520	-114542	1951975	-96461	4858991
609	877646	-14956520	-114367	1948997	-96145	4843047
630	877646	-14956520	-114200	1946153	-95842	4827821
651	877646	-14956520	-114041	1943443	-95554	4813313
672	877646	-14956520	-113890	1940867	-95281	4799522
693	877646	-14956520	-113746	1938425	-95021	4786449
714	877646	-14956520	-113611	1936117	-94776	4774094
735	877646	-14956520	-113483	1933943	-94545	4762456
756	877646	-14956520	-113364	1931903	-94328	4751536
777	877646	-14956520	-113252	1929997	-94126	4741334
798	877646	-14956520	-113148	1928226	-93937	4731850
819	877646	-14956520	-113052	1926588	-93763	4723083
840	877646	-14956520	-112964	1925085	-93603	4715035
861	877646	-14956520	-112883	1923715	-93458	4707703
882	877646	-14956520	-112811	1922480	-93327	4701090
903	877646	-14956520	-112746	1921379	-93210	4695194
924	877646	-14956520	-112689	1920411	-93107	4690017
945	877646	-14956520	-112641	1919578	-93018	4685556
966	877646	-14956520	-112599	1918879	-92944	4681814
987	877646	-14956520	-112566	1918314	-92884	4678789
1008	877646	-14956520	-112541	1917883	-92838	4676482
1065	877646	-14956520	-112512	1917389	-92786	4673838

2.8.2. MOMENTO FLETTENTE - SOLLECITAZIONI - M(Kgcm)

sezione (cm)	M peso trave	M peso soletta	M perm. 2 ^a fase	M var. 2 ^a fase
0	0	0	0	0
21	320832	278190	261901	922070
42	632566	550841	518585	1825403
63	935202	817951	770055	2709998

sezione (cm)	M peso trave	M peso soletta	M perm. 2 ^a fase	M var. 2 ^a fase
84	1228741	1079521	1016308	3575855
105	1513181	1335551	1257346	4422975
126	1789943	1586041	1493168	5251357
147	2060582	1830991	1723775	6061001
168	2325100	2070401	1949166	6851907
189	2583497	2304270	2169341	7624076
210	2835773	2532600	2384301	8377507
231	3081928	2755390	2594045	9112201
252	3321962	2972639	2798573	9828157
273	3555874	3184349	2997886	10525375
294	3783666	3390518	3191983	11203855
315	4005336	3591148	3380864	11863598
336	4220886	3786237	3564530	12504603
357	4430314	3975786	3742980	13126870
378	4633622	4159796	3916214	13730400
399	4830808	4338265	4084233	14315192
420	5021873	4511194	4247036	14881246
441	5206817	4678583	4404623	15428563
462	5385640	4840432	4556995	15957142
483	5558342	4996741	4704151	16466983
504	5724923	5147510	4846092	16958087
525	5885382	5292738	4982816	17430453
546	6039721	5432427	5114326	17884081
567	6187939	5566576	5240619	18318971
588	6330035	5695184	5361697	18735124
609	6466011	5818253	5477559	19132539
630	6595865	5935781	5588205	19511217
651	6719598	6047770	5693636	19871157
672	6837210	6154218	5793851	20212359
693	6948701	6255126	5888851	20534823
714	7054071	6350495	5978635	20838550
735	7153320	6440323	6063203	21123539
756	7246448	6524611	6142555	21389790
777	7333455	6603359	6216692	21637304
798	7414341	6676567	6285613	21866080

sezione (cm)	M peso trave	M peso soletta	M perm. 2 ^a fase	M var. 2 ^a fase
819	7489105	6744235	6349319	22076118
840	7557749	6806363	6407809	22267419
861	7620271	6862950	6461083	22439982
882	7676673	6913998	6509142	22593807
903	7726953	6959506	6551984	22728894
924	7771112	6999473	6589612	22845244
945	7809150	7033901	6622023	22942857
966	7841067	7062788	6649219	23021731
987	7866863	7086136	6671200	23081868
1008	7886538	7103943	6687964	23123267
1065	7909086	7124351	6707177	23141183

2.8.3. TAGLIO - SOLLECITAZIONI - V(Kg)

sezione (cm)	V peso trave	V peso soletta	V perm. 2 ^a fase	V var. 2 ^a fase
0	15494	13379	12596	44354
21	15061	13115	12347	43776
42	14628	12851	12099	43197
63	14195	12588	11851	42619
84	13761	12324	11602	42040
105	13328	12060	11354	41462
126	13033	11796	11105	40884
147	12742	11532	10857	40305
168	12450	11269	10609	39727
189	12159	11005	10360	39148
210	11867	10741	10112	38570
231	11576	10477	9864	37991
252	11284	10213	9615	37413
273	10993	9950	9367	36834
294	10701	9686	9119	36256
315	10410	9422	8870	35677
336	10119	9158	8622	35099
357	9827	8894	8373	34521
378	9536	8630	8125	33942

sezione (cm)	V peso trave	V peso soletta	V perm. 2 ^a fase	V var. 2 ^a fase
399	9244	8367	7877	33364
420	8953	8103	7628	32785
441	8661	7839	7380	32207
462	8370	7575	7132	31628
483	8078	7311	6883	31050
504	7787	7048	6635	30471
525	7495	6784	6387	29893
546	7204	6520	6138	29315
567	6912	6256	5890	28736
588	6621	5992	5641	28158
609	6329	5729	5393	27579
630	6038	5465	5145	27001
651	5746	5201	4896	26422
672	5455	4937	4648	25844
693	5163	4673	4400	25265
714	4872	4409	4151	24687
735	4580	4146	3903	24108
756	4289	3882	3655	23530
777	3997	3618	3406	22952
798	3706	3354	3158	22373
819	3414	3090	2909	21795
840	3123	2827	2661	21216
861	2832	2563	2413	20638
882	2540	2299	2164	20059
903	2249	2035	1916	19481
924	1957	1771	1668	18902
945	1666	1508	1419	18324
966	1374	1244	1171	17745
987	1083	980	922	17167
1008	791	716	674	16589
1065	0	0	0	15018

2.9. PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE AZIONI CARATTERISTICHE SU SOLETTA

Il momento massimo (che tende le fibre inferiori) dato dall'effetto locale dei carichi sulla soletta viene determinato usando uno schema semplificato di trave semi - incastrata.

I carichi permanenti considerati sono il peso proprio della soletta e la pavimentazione.

La ricerca del massimo momento flettente generato dai carichi mobili viene condotta considerando il carico associato allo Schema 2 illustrato nel D.M. 14.01.2008 - punto 5.1.3.3.5

Tale schema, considerato autonomamente e assunto a riferimento solo per verifiche locali, è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico (di dimensioni 35x65 cm) poste ad un interasse di 200 cm: il carico totale asse è pari a 400 kN.

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire attraverso una diffusione a 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante

Il momento minimo dato dall'effetto locale, invece, viene valutato con uno schema statico di trave perfettamente incastrata.

SOLETTA - MOMENTI FLETTENTI - VALORI CARATTERISTICI			
TIPO DI CARICO	GLOBALI	LOCALI,POSITIVI	LOCALI,NEGATIVI
PERMANENTI	-	76,26	-76,26
PERMANENTI NON STRUTTURALI	-0,744297905	36,60	-36,60
ACCIDENTALI (positivi)	2313,456295	1383,93	-
ACCIDENTALI (negativi)	-18,81938414	-	-1381,50

I valori sopra riportati andranno poi moltiplicati per i rispettivi coefficienti di combinazione a seconda dello stato limite considerato.

2.10. TRAVE PREFABBRICATA CL90

Coeff. torsione (per calcolo Massonnet) = 9846092.000
 Area torsionale (per calcolo tensioni) = 11556.0000

Sezione larga 240.000 cm

Vertice n.	sezione di estremita'		sezione in campata	
	y	z	y	z
1	0.000	0.000	0.000	0.000
2	-120.000	0.000	-120.000	0.000
3	-120.000	0.000	-120.000	0.000
4	-120.000	8.000	-120.000	8.000
5	-120.000	8.000	-120.000	8.000
6	-79.500	8.000	-79.500	8.000
7	-79.500	13.000	-79.500	13.000
8	-67.500	19.000	-67.500	19.000
9	-67.500	84.500	-67.500	84.500
10	-64.500	84.500	-64.500	84.500
11	-64.500	90.000	-64.500	90.000
12	64.500	90.000	64.500	90.000
13	64.500	84.500	64.500	84.500
14	67.500	84.500	67.500	84.500
15	67.500	19.000	67.500	19.000
16	79.500	13.000	79.500	13.000
17	79.500	8.000	79.500	8.000
18	120.000	8.000	120.000	8.000
19	120.000	8.000	120.000	8.000
20	120.000	0.000	120.000	0.000
21	120.000	0.000	120.000	0.000
22	0.000	0.000	0.000	0.000
23	-41.500	26.000	-53.500	14.000
24	41.500	26.000	53.500	14.000
25	41.500	85.000	53.500	85.000
26	-41.500	85.000	-53.500	85.000
27	-41.500	26.000	-53.500	14.000
28	0.000	0.000	0.000	0.000

Sezione in campata Spessore complessivo anime = 28.000
 Area sezione di calcestruzzo = 5552.000
 quota z baricentro = 31.253
 J baricentrico = 5372445.725

Sezione di estremita' Spessore complessivo anime = 52.000
 Area sezione di calcestruzzo = 8252.000
 quota z baricentro = 33.663
 J baricentrico = 6745765.863

2.11. ARMATURE DI PRECOMPRESSIONE

Tipo acciaio : 6/10" stabilizzato.

Numero trefoli : 44

Per contenere le tensioni entro i limiti consentiti dalle norme vengono disposte verso le sezioni di estremità della trave 18 guaine che annullano ivi l'effetto di altrettanti trefoli. La lunghezza delle guaine (L guaine) è quella reale, cioè misurata dalla testata del manufatto.

quota z	n.trefoli	n.guaine	L guaine
---------	-----------	----------	----------

80.00	2		
-------	---	--	--

76.00	2		
-------	---	--	--

72.00			
-------	--	--	--

68.00			
-------	--	--	--

60.00			
-------	--	--	--

56.00			
-------	--	--	--

52.00			
-------	--	--	--

48.00			
-------	--	--	--

44.00			
-------	--	--	--

40.00			
-------	--	--	--

17.00			
-------	--	--	--

13.00			
-------	--	--	--

9.00	18	10	100.00
------	----	----	--------

5.00	22	8	300.00
------	----	---	--------

ascissa	cavo risultante		sezione sola trave		
	Asp	dsp	At	dt	Jt
0.00		<sezione non precompressa>			
92.00	36.140	17.462	8432.7	33.32	6913267
1065.00	61.160	13.273	5857.8	30.31	5595482

ascissa	sezione trave + soletta		
	At	dt	Jt
0.00	<sezione non precompressa>		
92.00	13457.7	59.15	22246092
1065.00	10882.8	63.65	19950941

Coeff. di omogeneizzazione E acc.precomp. / E cls trave = 6.00

Coeff. di omogeneizzazione E cls soletta / E cls trave = 1.00

Larghezza soletta collaborante con trave = 201.00

Tensione iniziale di precompressione = 14350.00

(la tesatura iniziale al martinetto è pari a 14500 Kg/cm², si tiene conto di una caduta elastica iniziale pari a 150 Kg/cm²).

2.12. CADUTE DI TENSIONE

2.12.1. RILASSAMENTO DELL'ACCIAIO DA PRECOMPRESSIONE

In assenza di dati sperimentali afferenti al lotto considerato, la caduta di tensione $\Delta\sigma_{pr}$ per rilassamento al tempo t ad una temperatura di 20 °C può assumersi pari ai valori calcolati con le seguenti formule:

$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} =$ $= 0,66 \rho_{1000} e^{9,1\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5}$	Classe 2	Trecce, filo o trefolo stabilizzato	$[\rho_{1000} = 2,5]$
--	----------	--	-----------------------

dove:

σ_{pi} è la tensione iniziale nel cavo;

ρ_{1000} è la perdita per rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, a 20 °C e a partire da una tensione iniziale pari a 0,7 della resistenza f_p del campione provato;

$$\mu = \sigma_{pi}/f_{pk};$$

f_{pk} è la resistenza caratteristica dell'acciaio da precompressione;

t è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

La caduta finale per rilassamento può essere valutata con le formule sopra scritte per un tempo $t = 500000$ ore.

Si ottiene così:

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,1\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} = 0,66 \times 2,5 \times e^{6,825} (500)^{0,75(1-0,75)} 10^{-5} = 4,87\%$$

2.12.2. RITIRO DEL CALCESTRUZZO

L'accorciamento dovuto al ritiro viene assunto pari a:

$$\epsilon_{cs} = 0,000300$$

e la conseguente caduta di tensione nell'acciaio da precompressione viene calcolata in base al modulo elastico dell'acciaio stesso:

$$\Delta\sigma_{sp} = -(0,000300 \times 2000000) = -600,00$$

2.12.3. VISCOSITA' DEL CALCESTRUZZO

Il valore della deformazione lenta del calcestruzzo (viscosità) al fine del calcolo delle cadute di tensione nell'acciaio si assume, secondo le norme (D.M. 14.01.2008 - punto 11.2.10.7), pari a 2.30 volte la deformazione elastica.

2.12.4. RIPARTIZIONE PERCENTUALE DELLE CADUTE DI TENSIONE NELLE FASI

	Rilass.	Ritiro	Viscosità
Posa in tens. - taglio trefoli	0	0	0
Taglio trefoli - getto soletta	0.5	0.5	0.5
Getto soletta - tempo infinito	0.5	0.5	0.5

2.13. STATI LIMITE DI ESERCIZIO

2.13.1. S.L.E. - STATO LIMITE DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

PROCEDIMENTO DI CALCOLO DELLE TENSIONI NELLE SEZIONI DI VERIFICA

Per valutare lo stato tensionale nelle sezioni di verifica distingueremo le seguenti fasi:

PRIMA FASE (SOLA TRAVE)

- a) al manifestarsi della precompressione
- b) prima del getto della soletta
- c) dopo il getto della soletta e del cls tra le travi

SECONDA FASE (TRAVE + SOLETTA)

- d) impalcato scarico
- e) impalcato carico

Per la precompressione P , per le azioni permanenti G e per le azioni variabili considerate Q , si assumono, nella combinazione di carico allo stato limite delle tensioni di esercizio

combinazione caratteristica (rara) $G_1 + G_2 + P + Q$

dove

- G_1 = permanenti strutturali
- G_2 = permanenti non strutturali
- P = precompressione
- Q = azioni variabili

CALCOLO TENSIONI LONGITUDINALI

PRIMA FASE (SOLA TRAVE)

- a) al manifestarsi della precompressione

In base a quanto esposto nel capitolo precedente, le cadute di tensione maturate al momento del taglio dei trefoli sono:

per rilassamento acciaio	0.00
per ritiro calcestruzzo	0.00

Sforzo iniziale di precompressione (al taglio dei trefoli) :

$$\begin{aligned} N_{pi} &= A_{sp} \times (14500.00 - 0.00) \\ M_{pi} &= N_{pi} \times (D_t - D_{sp}) \end{aligned}$$

Subito dopo il taglio dei trefoli, si manifesta la

precompressione nella trave che, inarcandosi, risulta sollecitata dallo sforzo di precompressione e dal peso proprio.

Si calcolano le tensioni, comprensive dell'effetto della caduta istantanea per deformazione elastica:

σ e all'estradosso della trave
 σ i all'intradosso della trave

b) prima del getto della soletta

Nello spazio di tempo che intercorre tra il taglio dei trefoli e il getto della soletta si sono verificate le ulteriori cadute di tensione nell'acciaio:

per rilassamento acciaio	-344.09
per ritiro calcestruzzo	-300.00

che saranno costanti lungo la trave e perciò le stesse per tutte le sezioni di verifica, mentre

per viscosità $\Delta \sigma_{sp} = -(0.333 \times 2.300 \times 6.00 \times \sigma_c)$

dove σ_c è la tensione nel calcestruzzo in corrispondenza del baricentro dell'armatura di precompressione.

Si calcolano quindi i valori delle cadute di sforzo totale e momento di precompressione:

$\Delta N_p = A_{sp} \times \Delta \sigma_{sp}$
 $\Delta M_p = \Delta N_p \times (D_t - D_{sp})$

Con questi valori si ricavano le tensioni risultanti ai lembi della trave prima del getto della soletta:

σ e all'estradosso della trave
 σ i all'intradosso della trave

c) dopo il getto della soletta

Il momento dovuto al getto della soletta provoca un ulteriore incremento delle tensioni nella trave prefabbricata:

σ e all'estradosso della trave
 σ i all'intradosso della trave

SECONDA FASE (TRAVE + SOLETTA)

d) impalcato scarico

Le residue cadute di tensione nell'acciaio sono:

per rilassamento acciaio	-344.09
per ritiro calcestruzzo	-300.00

che saranno ancora costanti lungo la trave, mentre

$$\text{per viscosità} \quad \Delta\sigma_{sp} = -(0.667 \times 2.300 \times 6.00 \times \sigma_c)$$

con σ_c tensione nel calcestruzzo in corrispondenza del baricentro dei trefoli.

Vengono calcolati i valori finali della precompressione:

$$\begin{aligned} \Delta N_p &= A_{sp} \times \Delta \sigma_{sp} \\ \Delta M_p &= \Delta N_p \times (D_t - D_{sp}) \end{aligned}$$

Le tensioni nella sezione resistente trave+soletta diventano:

- σ_e e all'estradosso della trave
- σ_i i all'intradosso della trave
- σ_s s al lembo superiore della soletta
- σ_s s al lembo inferiore della soletta

e) impalcato carico

Vengono sommate alle tensioni calcolate al punto d) le tensioni dovute alla sovrastruttura ed ai carichi mobili. Si ottiene:

- σ_e e all'estradosso della trave
- σ_i i all'intradosso della trave
- σ_s s al lembo superiore della soletta
- σ_s s al lembo inferiore della soletta

TENSIONI LONGITUDINALI NELLA TRAVE IN C.A.P. E NELLA SOLETTA

	FASE A		FASE B		FASE C	
sezione (cm)	σ sup	σ inf	σ sup	σ inf	σ sup	s inf
105	32,494	120,653	30,936	108,308	45,238	100,861
126	35,458	119,110	33,905	106,807	50,889	97,963
147	38,356	117,600	36,808	105,338	56,415	95,128
168	41,188	116,125	39,646	103,903	61,816	92,358
189	43,955	114,685	42,418	102,501	67,092	89,652
210	35,490	169,134	34,889	147,638	61,968	133,718
231	38,122	167,781	37,522	146,345	66,983	131,201
252	40,689	166,462	40,090	145,085	71,874	128,747
273	43,190	165,176	42,593	143,857	76,641	126,355
294	45,625	163,924	45,030	142,662	81,282	124,026
315	47,995	162,705	47,402	141,498	85,799	121,760
336	50,300	161,521	49,708	140,366	90,191	119,556
357	52,539	160,370	51,949	139,267	94,458	117,415
378	54,713	159,252	54,124	138,200	98,601	115,336
399	41,817	204,683	43,105	174,047	89,381	150,544
420	43,855	203,648	45,141	173,077	93,261	148,637
441	45,827	202,646	47,111	172,137	97,016	146,790
462	47,735	201,677	49,016	171,229	100,648	145,005
483	49,577	200,741	50,856	170,352	104,155	143,281
504	51,354	199,839	52,630	169,505	107,537	141,618
525	53,065	198,969	54,339	168,690	110,796	140,016
546	54,712	198,133	55,983	167,906	113,930	138,475
567	56,293	197,330	57,562	167,153	116,940	136,996
588	57,809	196,561	59,076	166,432	119,825	135,577
609	59,259	195,824	60,525	165,741	122,586	134,220
630	60,644	195,120	61,908	165,081	125,223	132,923
651	61,964	194,450	63,226	164,453	127,736	131,688
672	63,218	193,813	64,479	163,855	130,124	130,514
693	64,408	193,209	65,666	163,289	132,388	129,401
714	65,532	192,638	66,789	162,754	134,528	128,349
735	66,590	192,100	67,846	162,250	136,544	127,358
756	67,584	191,596	68,838	161,777	138,435	126,429

	FASE A		FASE B		FASE C	
sezione (cm)	σ sup	σ inf	σ sup	σ inf	σ sup	s inf
777	68,512	191,124	69,765	161,335	140,202	125,560
798	69,375	190,686	70,627	160,924	141,844	124,753
819	70,172	190,281	71,423	160,544	143,362	124,006
840	70,904	189,909	72,154	160,195	144,756	123,321
861	71,571	189,570	72,820	159,878	146,026	122,697
882	72,173	189,265	73,421	159,591	147,171	122,134
903	72,709	188,992	73,957	159,336	148,192	121,632
924	73,180	188,753	74,427	159,112	149,089	121,191
945	73,586	188,547	74,832	158,918	149,861	120,811
966	73,926	188,374	75,172	158,756	150,510	120,493
987	74,201	188,234	75,447	158,625	151,033	120,235
1008	74,411	188,128	75,657	158,525	151,433	120,039
1065	74,652	188,006	75,897	158,411	151,891	119,814

	FASE D			FASE E		
sezione (cm)	σ sup	σ inf	σ soletta sup	σ sup	σ inf	σ soletta sup
105	43,787	89,441	1,319	51,255	70,755	16,051
126	49,448	86,618	1,310	58,314	64,433	18,802
147	54,983	83,859	1,301	65,218	58,251	21,492
168	60,394	81,161	1,293	71,964	52,211	24,119
189	65,679	78,527	1,285	78,554	46,312	26,685
210	59,872	114,956	2,534	74,062	80,127	30,341
231	64,900	112,548	2,519	80,336	74,662	32,766
252	69,803	110,199	2,505	86,452	69,335	35,130
273	74,581	107,910	2,491	92,412	64,145	37,433
294	79,233	105,682	2,478	98,215	59,092	39,674
315	83,761	103,513	2,465	103,862	54,177	41,854
336	88,164	101,404	2,452	109,352	49,399	43,972
357	92,441	99,355	2,439	114,686	44,758	46,028
378	96,594	97,365	2,427	119,862	40,255	48,023
399	86,847	125,298	3,775	111,152	66,603	51,136
420	90,738	123,503	3,759	116,006	62,483	52,995
441	94,505	121,766	3,742	120,704	58,497	54,794
462	98,147	120,086	3,727	125,245	54,644	56,531

	FASE D			FASE E		
sezione (cm)	σ sup	σ inf	σ soletta sup	σ sup	σ inf	σ soletta sup
483	101,664	118,463	3,711	129,630	50,926	58,207
504	105,057	116,898	3,697	133,859	47,342	59,821
525	108,324	115,391	3,683	137,932	43,891	61,375
546	111,468	113,941	3,669	141,848	40,574	62,868
567	114,486	112,548	3,656	145,608	37,392	64,299
588	117,380	111,213	3,644	149,211	34,343	65,670
609	120,149	109,936	3,632	152,659	31,428	66,979
630	122,794	108,716	3,620	155,950	28,647	68,227
651	125,314	107,553	3,609	159,084	26,000	69,414
672	127,709	106,448	3,599	162,063	23,487	70,540
693	129,980	105,401	3,589	164,885	21,108	71,605
714	132,126	104,411	3,580	167,550	18,862	72,608
735	134,147	103,478	3,571	170,060	16,751	73,551
756	136,044	102,603	3,563	172,413	14,774	74,432
777	137,816	101,786	3,555	174,610	12,930	75,252
798	139,463	101,026	3,548	176,650	11,220	76,012
819	140,986	100,324	3,542	178,535	9,645	76,710
840	142,384	99,679	3,536	180,263	8,203	77,347
861	143,657	99,091	3,530	181,834	6,895	77,922
882	144,806	98,561	3,525	183,250	5,721	78,437
903	145,830	98,089	3,521	184,509	4,681	78,891
924	146,729	97,674	3,517	185,611	3,775	79,283
945	147,504	97,317	3,514	186,558	3,003	79,614
966	148,154	97,017	3,511	187,348	2,365	79,885
987	148,679	96,774	3,508	187,982	1,860	80,094
1008	149,080	96,590	3,507	188,459	1,490	80,242
1065	149,539	96,378	3,505	188,968	1,160	80,335

2.13.2. S.L.E. - STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

Per il calcolo delle frecce in mezzzeria della trave prefabbricata si ritiene opportuno ridurre l'effetto della viscosità del calcestruzzo moltiplicandolo per il coefficiente 0.5000

Per la precompressione P, per le azioni permanenti G e per le azioni variabili considerate Q, si assumono, nella combinazione di carico allo stato limite di deformabilità

combinazione caratteristica (rara) $G_1 + G_2 + P + Q$

dove

G_1 = permanenti strutturali
 G_2 = permanenti non strutturali
P = precompressione
Q = azioni variabili

Al taglio dei trefoli

azioni considerate :
- Precompressione
- Peso proprio trave

Modulo di elasticità' cls = 250000.00 Kg/cm²
J trave = 5595482.4029 cm⁴
f1 (freccia in mezzzeria trave) = -3.40 cm (1/ 626 L)

Dopo il getto eseguito in opera

azioni considerate :
- Viscosità' 1a fase =
= 0.500 x 2.300 x f1 x 0.500
- Peso soletta

Modulo di elasticità' cls = 300000.00 Kg/cm²
J trave = 5595482.4029 cm⁴
f2 (freccia dopo getto in opera) = -3.18 cm (1/ 670 L)

A impalcato scarico

ulteriori azioni considerate : - Viscosità' 2a fase =
= 0.500 x 2.300 x f2 x 0.500
- Peso pavimentazione

Modulo di elasticità' cls = 350000.00 Kg/cm²
J trave + soletta = 19950941.1687 cm⁴
f3 (freccia a impalcato scarico) = -3.26 cm (1/ 666 L)

Carichi mobili

Modulo di elasticita' cls = 350000.00 Kg/cm²
J trave + soletta = 19950941.1687 cm⁴
freccia dovuta ai carichi mobili = 1.34 cm (1/ 1544 L)

2.13.3. S.L.E. - STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Nell'ipotesi di condizioni ambientali ordinarie e di armature sensibili,
si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

I - COMBINAZIONE DI AZIONI QUASI PERMANENTE

combinazione quasi permanente $F_I = G_1 + G_2 + P + Q\psi_2$

ed essendo $\psi_2 = 0$ risulta $F_I = G_1 + G_2 + P$

dove

G_1 = permanenti strutturali
 G_2 = permanenti non strutturali
 P = precompressione
 Q = azioni variabili

Tensioni nella sezione di mezzeria nella combinazione F_I :

σ_e	e)	158.40
σ_i		74.98

Non si verifica decompressione come previsto dalle Norme

II - COMBINAZIONE DI AZIONI FREQUENTI

combinazione frequente $F_{II} = G_1 + G_2 + P + Q\psi_1$

ed essendo $\psi_1 = 0.75$ risulta $F_{II} = G_1 + G_2 + P + 0.75Q$

Dove

G_1 = permanenti strutturali
 G_2 = permanenti non strutturali
 P = precompressione
 Q = azioni variabili
 $\psi_1 = 0.75$ (strutt. princ. con L_c compresa fra 10 e 100 m)

Tensioni nella sezione di mezzeria nella combinazione F_{II} :

σ_e	e)	178.02
σ_i		27.59

Non si verifica decompressione

2.14. STATI LIMITE ULTIMI

2.14.1. S.L.U. (Comb. Fondamentale) - STATO LIMITE ULTIMO DI RESISTENZA PER TENSIONI NORMALI

Il criterio adottato per la verifica a rottura è valido solo per travi con soletta collaborante: esso presuppone che la rottura avvenga per strappamento dell'acciaio inferiore da precompressione, considerando il lembo superiore del calcestruzzo della soletta deformato allo 0.35%.

In tali ipotesi vengono considerati solo i trefoli ai livelli più bassi, ovvero i trefoli che hanno una deformazione $\geq 1\%$ quando i trefoli del livello più basso hanno una deformata del 6% ed il calcestruzzo si considera al 3,5%; lo sforzo massimo sopportabile da queste armature è pari all'area di acciaio moltiplicata per la tensione di rottura f_{ptk} .

Il momento di rottura, pertanto, viene calcolato moltiplicando questo sforzo per un braccio pari a 0,9 per la distanza tra il baricentro del livello inferiore dei trefoli e il lembo superiore della soletta.

La formula è la seguente

$$M_{rd,c} = 0,9 * (H_{tr} + s_{ol} - y_{tr}) * N_{tr} * A_{tr} * f_{ptk} / 1.15$$

dove

$H_{tr} + s_{ol}$ = altezza complessiva trave più soletta

y_{tr} = baricentro dei trefoli inferiori considerati

N_{tr} = numero dei trefoli inferiori considerati

A_{tr} = area del trefolo

Il momento flettente sollecitante ultimo risulta dalla seguente

$$\text{Combinazione fondamentale (SLU)} \quad G_1 \gamma_{g1} + G_2 \gamma_{g2} + Q \gamma_q$$

dove si assumono i seguenti valori per i coefficienti parziali di sicurezza

Permanenti G_1	1,35
Permanenti non strutturali G_2	1,50
Traffico Q	1,35

ed è pari a:

$$M_{Ed} = \gamma_{g1} M_{g1k} + \gamma_{g2} M_{g2k} + \gamma_q M_{qk}$$

$$M_{rdu,c} = 89454113 \text{ kgcm}$$

$$M_{Ed} = 61596502 \text{ kgcm}$$

Si ha quindi un coefficiente di sicurezza pari a $M_{rdu,c} / M_{Ed} = 1.452$

2.14.2. S.L.U. (Comb. Fondamentale) - STATO LIMITE ULTIMO PER SOLLECITAZIONI DI TAGLIO

VERIFICA DELLE BIELLE DI CALCESTRUZZO

Il taglio sollecitante ultimo risulta pari a:

$$V_{Ed} = \gamma_g V_{gk} + \gamma_q V_{qk}$$

Il momento torcente sollecitante ultimo risulta pari a:

$$T_{Ed} = \gamma_g T_{gk} + \gamma_q T_{qk}$$

dove si assumono i seguenti valori per i coefficienti parziali di sicurezza

Permanenti G_1	1,35
Permanenti non strutturali G_2	1,50
Traffico Q	1,35

Nel caso di sollecitazioni composte, occorre verificare che:

$$V_{Ed}/V_{Rcd} + T_{Ed}/T_{Rcd} \leq 1$$

dove

la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con
 $V_{Rcd} = 0.90 \times b_w \times d \times \alpha_c f_{cd}' \times (\cotg\theta + \cotg\theta_{..}/(1 + \cotg2\theta))$.

la resistenza per sollecitazioni torcenti del calcestruzzo si calcola con

$$T_{Rcd} = 2 \times A \times f_{cd}' \times (\cotg\theta_{..}/(1 + \cotg2\theta))$$

dove

b_w è la larghezza minima della sezione

d è l'altezza utile della sezione

α_c è un coefficiente maggiorativo (posto pari a 1)

f_{cd}' è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima
($f_{cd}' = 0,5 f_{cd}$)

A è l'area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico

α inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave

θ inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse della trave

X _{sezione}	V _{Ed}	T _{Ed}	V _{Rcd}	T _{Rcd}	VERIFICA<1
0	117751	1634775	356706	22420085	0,403
21	115656	1626996	356706	22420085	0,397
42	113562	1619217	356706	22420085	0,391
63	111467	1611438	356706	22420085	0,384
84	109373	1603658	356706	22420085	0,378
105	107278	1595879	333406	16764489	0,417
126	105371	1588100	171261	15992664	0,715
147	103468	1580321	165571	15461328	0,727
168	101565	1572542	165571	15461328	0,715
189	99661	1564763	165571	15461328	0,703
210	97758	1556984	165571	15461328	0,691
231	95855	1534386	165571	15461328	0,678
252	93952	1511789	165571	15461328	0,665
273	92049	1489192	165571	15461328	0,652
294	90146	1466595	165571	15461328	0,639
315	88243	1443998	165571	15461328	0,626
336	86340	1421401	165571	15461328	0,613
357	84437	1398804	165571	15461328	0,600
378	82534	1376207	165571	15461328	0,587
399	80630	1353610	165571	15461328	0,575
420	78727	1331013	165571	15461328	0,562
441	76824	1295748	165571	15461328	0,548
462	74921	1260484	165571	15461328	0,534
483	73018	1225219	165571	15461328	0,520
504	71115	1189955	165571	15461328	0,506
525	69212	1154690	165571	15461328	0,493
546	67309	1119426	165571	15461328	0,479
567	65406	1084161	165571	15461328	0,465
588	63503	1048897	165571	15461328	0,451
609	61599	1013632	165571	15461328	0,438
630	59696	978368	165571	15461328	0,424
651	57793	933792	165571	15461328	0,409

X_{sezione}	V_{Ed}	T_{Ed}	V_{Rcd}	T_{Rcd}	VERIFICA<1
672	55890	889216	165571	15461328	0,395
693	53987	844641	165571	15461328	0,381
714	52084	800065	165571	15461328	0,366
735	50181	755489	165571	15461328	0,352
756	48278	710914	165571	15461328	0,338
777	46375	666338	165571	15461328	0,323
798	44472	621762	165571	15461328	0,309
819	42568	577187	165571	15461328	0,294
840	40665	532611	165571	15461328	0,280
861	38762	482901	165571	15461328	0,265
882	36859	433190	165571	15461328	0,251
903	34956	383480	165571	15461328	0,236
924	33053	333770	165571	15461328	0,221
945	31150	284059	165571	15461328	0,207
966	29247	234349	165571	15461328	0,192
987	27344	184638	165571	15461328	0,177
1008	25441	134928	165571	15461328	0,162
1065,0	20275	0	165571	15461328	0,122

VERIFICA DELL'ARMATURA TRASVERSALE D'ANIMA

I calcoli per il progetto delle staffe possono effettuarsi separatamente per la torsione e per il taglio.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con

$$VR_{sd} = 0.90 \times d \times (A_{sw} / s) \times f_{yd} \times (\cot\theta + \cot\theta_{..} \times \sin\theta)$$

Con riferimento alle staffe trasversali, la resistenza di calcolo per

sollecitazioni torcenti si calcola con

$$TR_{sd} = 2 \times A \times (A_{sw} / s) \times f_{yd} \times \cot\theta$$

dove

d è l'altezza utile della sezione

f_y è la resistenza di calcolo dell'armatura

A_{sw} è l'area delle staffe

s è il passo delle staffe

A è l'area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico

α inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave

θ inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse della trave

X_{sezione}	armatura V_{Ed}	armatura T_{Ed}	Armatura A_{sw} /s	staffe
0	0,304	0,018	0,340	4φ10/10 + 4φ10/20
21	0,299	0,018	0,335	4φ10/10 + 4φ10/20
42	0,293	0,018	0,329	4φ10/10 + 4φ10/20
63	0,288	0,018	0,323	4φ10/10 + 4φ10/20
84	0,282	0,018	0,318	4φ10/10 + 4φ10/20
105	0,124	0,008	0,140	4φ10/10 + 4φ10/20
126	0,114	0,007	0,129	4φ10/10
147	0,107	0,007	0,121	4φ10/10
168	0,105	0,007	0,119	4φ10/10
189	0,103	0,007	0,117	4φ10/10
210	0,101	0,007	0,115	4φ10/10
231	0,099	0,007	0,113	4φ10/10
252	0,097	0,007	0,110	4φ10/10
273	0,095	0,007	0,108	4φ10/10
294	0,093	0,006	0,106	4φ10/10
315	0,091	0,006	0,104	4φ10/10
336	0,089	0,006	0,102	4φ10/10
357	0,087	0,006	0,100	4φ10/10
378	0,085	0,006	0,097	4φ10/10
399	0,083	0,006	0,095	4φ10/15
420	0,081	0,006	0,093	4φ10/15
441	0,079	0,006	0,091	4φ10/15
462	0,077	0,006	0,089	4φ10/15
483	0,075	0,005	0,086	4φ10/15
504	0,073	0,005	0,084	4φ10/15
525	0,071	0,005	0,082	4φ10/15
546	0,069	0,005	0,079	4φ10/15
567	0,068	0,005	0,077	4φ10/15
588	0,066	0,005	0,075	4φ10/15
609	0,064	0,004	0,073	4φ10/15
630	0,062	0,004	0,070	4φ10/15
651	0,060	0,004	0,068	4φ10/15
672	0,058	0,004	0,066	4φ10/15
693	0,056	0,004	0,063	4φ10/20

X_{sezione}	armatura V_{Ed}	armatura T_{Ed}	Armatura A_{sw} /s	staffe
714	0,054	0,004	0,061	4φ10/20
735	0,052	0,003	0,058	4φ10/20
756	0,050	0,003	0,056	4φ10/20
777	0,048	0,003	0,054	4φ10/20
798	0,046	0,003	0,051	4φ10/20
819	0,044	0,003	0,049	4φ10/20
840	0,042	0,002	0,047	4φ10/20
861	0,040	0,002	0,044	4φ10/20
882	0,038	0,002	0,042	4φ10/20
903	0,036	0,002	0,039	4φ10/20
924	0,034	0,001	0,037	4φ10/20
945	0,032	0,001	0,035	4φ10/20
966	0,030	0,001	0,032	4φ10/20
987	0,028	0,001	0,030	4φ10/20
1008	0,026	0,001	0,027	4φ10/20
1065,0	0,021	0,000	0,021	4φ10/20

VERIFICA ARMATURA LONGITUDINALE ALL'APPOGGIO

Si verifica lo stato tensionale dell'armatura longitudinale inferiore all'appoggio che garantisce il funzionamento del modello a traliccio in quella zona del manufatto, soggetta alla forza concentrata rappresentata dalla reazione dell'appoggio. La verifica viene eseguita nelle ipotesi che lo sforzo longitudinale inferiore sia pari al taglio e che tale sforzo sia mitigato dalla presenza dello sforzo di compressione longitudinale esercitato dai trefoli attivi (non inguainati). Per valutare la compressione data dai trefoli si ipotizza una legge lineare di trasferimento del carico dai trefoli al calcestruzzo, a partire dalla testata della trave. Si adotta prudenzialmente un coefficiente riduttivo per tale compressione pari a 0.7

Taglio totale = V_{Ed} = 117751 kg

Numero di trefoli attivi = 22

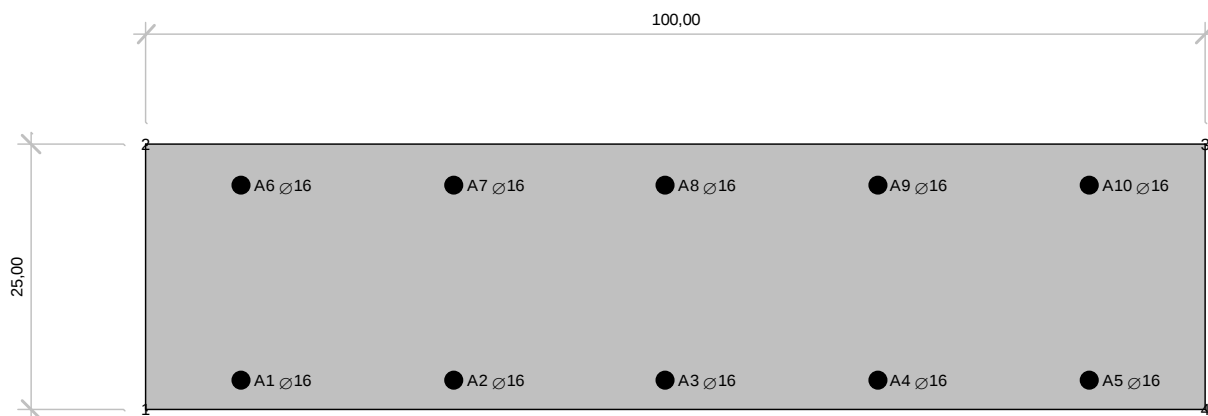
Tensione trefoli attivi = 1281.77

Compressione totale = 39196.43

Armatura presente : 8 ϕ 22 A_s = 30.40 a quota 8.00

Tensione nell'armatura = 2584.05

2.15. VERIFICA DELLA SOLETTA



Dati generali

PRELIM ed. 8.16 - 3/2010 procedura PREFLE 6.1 - SIGMAc Soft

Unità di misura utilizzate: Lunghezze: cm Forze: Kgf

Sezione di calcestruzzo :

Area= 2500,00

Coordinate baricentro: x= 0,00 y= 12,50

 $J_{xx} = 130208,30$ $J_{yy} = 2083333,00$ **Sezione di c.a.**

Area= 2801,59

Coordinate baricentro: x= -0,11 y= 12,45

 $J_{xx} = 155802,40$ $J_{yy} = 2324877,00$ **2.15.1. S.L.E. - STATO LIMITE DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO E DI FESSURAZIONE**

Per le azioni permanenti e per le azioni variabili si assumono, nelle combinazioni di carico agli stati limite delle tensioni di esercizio, coefficienti $\gamma_g = \gamma_q = 1$.

N.B. Nelle verifiche seguenti i valori di compressione hanno segno negativo.

Combinazioni caratteristiche (rare) :

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	0	0,00	0,00	-380950	0
2	0	0,00	0,00	151392	0

Combinazioni frequenti :

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	0	0,00	0,00	-288515	0
2	0	0,00	0,00	116384	0

Combinazioni quasi permanenti :

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	0	0,00	0,00	-11211	0
2	0	0,00	0,00	11360	0

2.16. CRITERI PER LO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

In ordine di severità decrescente si distinguono i seguenti stati limite:

a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;

b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t \leq 1,2 f_{ctm}$$

dove f_{ctm} è definito nel punto 11.2.10.2 del D.M. 14/01/2008;

c) stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

- combinazioni quasi permanenti;
- combinazioni frequenti.

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella seguente tabella:

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso in oggetto si ha una classe di esposizione XC3-XD1-XF4: si considerano, pertanto, condizioni ambientali aggressive.

Le armature si distinguono in due gruppi:
armature sensibili (acciai da precompresso);
armature poco sensibili (acciai ordinari).

Dalla Tabella 4.1.IV (punto 4.1.2.2.4.5 del D.M. 14/01/08) si indicano i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra descritte:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazioni di azioni	ARMATURA			
			SENSIBILE		POCO SENSIBILE	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	ordinarie	frequente	apertura fessure	-	ap. fessure	$\leq w_3 (0.4 \text{ mm})$
		quasi permanente	apertura fessure	-	ap. fessure	$\leq w_2 (0.3 \text{ mm})$

Il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 , w_3 .

Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m$$

dove w_m , rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza caratteristica w_m delle lesioni si valuta attraverso l'espressione

$$w_m = s_{r,\max} (\epsilon_{s,m} - \epsilon_{c,m})$$

essendo

$s_{r,\max}$ il massimo interasse fra le lesioni

$\epsilon_{s,m}$ il valore medio della deformazione dell'acciaio sotto la combinazione di azioni considerata, includente l'effetto delle deformazioni impresse e del contributo irrigidente del calcestruzzo.

Per le armature di precompressione $\epsilon_{s,m}$ rappresenta la deformazione al di là dello stato di deformazione nulla nel calcestruzzo posto allo stesso livello.

$\epsilon_{c,m}$ la deformazione media del calcestruzzo fra le lesioni.

La differenza ($\epsilon_{s,m} - \epsilon_{c,m}$) può valutarsi mediante l'espressione

$$(\epsilon_{s,m} - \epsilon_{c,m}) = [\sigma_s - (k_t f_{ct,eff} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff}))] / E_s \geq 0.6 (\sigma_s / E_s)$$

essendo

σ_s la tensione nell'acciaio calcolata in sezione parzializzata.

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1^2 A_p') / A_{c,eff}$$

$k_t=0.6$ per carico di breve durata, $k_t=0.4$ per carico di lunga durata

In situazioni ove l'armatura è posta con spaziatura ragionevolmente piccola, ovvero inferiore a $5(c+\phi/2)$, la massima distanza fra le lesioni può valutarsi mediante la relazione

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$$

essendo

c il copriferro

k_1 un coefficiente che tiene conto delle caratteristiche di aderenza delle barre, per il quale si pone $k_1=0.8$ per barre ad aderenza migliorata, $k_1=0.6$ per armature lisce

$k_2=1$

$k_3=3.4$

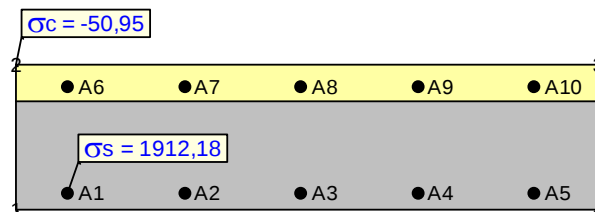
$k_4=0.425$

ϕ il diametro delle barre

Combinazione caratteristica (rara): verifica a M_{max}

asse neutro: da $x=-50,00$ $y=18,66$ a $x=50,00$ $y=18,66$

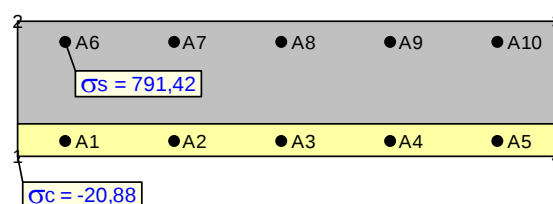
parametri riferiti all'asse neutro: $J_{n-n} = 47398,83$ $S_{n-n} = 2392,04$ $b_{n-n} = 100,00$



Combinazione caratteristica (rara): verifica a M_{min}

asse neutro: da $x=-50,00$ $y=6,01$ a $x=50,00$ $y=6,01$

parametri riferiti all'asse neutro: $J_{n-n} = 43584,07$ $S_{n-n} = 2290,82$ $b_{n-n} = 100,00$



Combinazione frequente: verifica a M_{max}

asse neutro: da $x=-50,00$ $y=18,66$ a $x=50,00$ $y=18,66$

parametri riferiti all'asse neutro: $J_{n-n} = 47398,83$ $S_{n-n} = 2392,04$ $b_{n-n} = 100,00$

Tensioni nei vertici della sezione :

vertice	Tensione
1	0,00
2	-38,58
3	-38,58
4	0,00

Tensioni nelle armature :

armatura	Tensione
1	1448,20
2	1448,20
3	1448,20
4	1448,20
5	1448,20
6	-231,80
7	-231,80
8	-231,80
9	-231,80
10	-231,80

Verifica a fessurazione

Armature efficaci: Area totale = 10,05

$A_{cls,eff} = 898,74$ $\rho_{eff} = 0,0112$

Tensione baricentrica = 1448,20

Copri ferro = 2,00

$K_1 = 0,8000$ $K_2 = 0,5000$ $\varnothing_{equivalente} = 1,60$

Modulo elastico calcestruzzo = 332192,70

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 39,04$

Modulo elastico acciaio = 2089704,00 $K_t = 0,6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0,000416$ Distanza fessure $\Delta_{s,max} = 31,1165$

Ampiezza fessure $w_d = 0,0129$ ($< 0,0400$)

Combinazione frequente: verifica a Mmin

asse neutro: da $x=-50,00$ $y=6,01$ a $x=50,00$ $y=6,01$

parametri riferiti all'asse neutro: $J_{n-n} = 43584,07$ $S_{n-n} = 2290,82$ $b_{n-n} = 100,00$

Tensioni nei vertici della sezione :

vertice	Tensione
1	-16,05
2	0,00
3	0,00
4	-16,05

Tensioni nelle armature :

armatura	Tensione
1	-128,60
2	-128,60
3	-128,60
4	-128,60
5	-128,60
6	608,41
7	608,41
8	608,41
9	608,41
10	608,41

Verifica a fessurazione

Armature efficaci: Area totale = 10,05

$$A_{cls,eff} = 1009,27 \quad \rho_{eff} = 0,0100$$

Tensione baricentrica = 608,41

Copriferro = 3,00

$$K_1 = 0,8000 \quad K_2 = 0,5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 1,60$$

Modulo elastico calcestruzzo = 332192,70

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 39,04$

Modulo elastico acciaio = 2089704,00 $K_t = 0,6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0,000175$ Distanza fessure $\Delta_{s,max} = 37,5071$

Ampiezza fessure $w_d = 0,0066$ (< 0,0400)

Combinazione quasi permanente: verifica a Mmax

asse neutro: da $x = -50,00$ $y = 18,66$ a $x = 50,00$ $y = 18,66$

parametri riferiti all'asse neutro: $J_{n-n} = 47398,83$ $S_{n-n} = 2392,04$ $b_{n-n} = 100,00$

Tensioni nei vertici della sezione :

vertice	Tensione
1	0,00
2	-1,50
3	-1,50
4	0,00

Tensioni nelle armature :

armatura	Tensione
1	56,27
2	56,27
3	56,27
4	56,27
5	56,27
6	-9,01
7	-9,01
8	-9,01
9	-9,01
10	-9,01

Verifica a fessurazione

Armature efficaci: Area totale = 10,05

$$A_{cls,eff} = 898,74 \quad \rho_{eff} = 0,0112$$

$$\text{Tensione baricentrica} = 56,27$$

$$\text{Copriferro} = 2,00$$

$$K_1 = 0,8000 \quad K_2 = 0,5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 1,60$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 332192,70$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 39,04$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 2089704,00 \quad K_t = 0,6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = 0,000016 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s,max} = 31,1165$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0,0005 \quad (< 0,0300)$$

Combinazione quasi permanente: verifica a Mmin

asse neutro: da $x = -50,00$ $y = 6,01$ a $x = 50,00$ $y = 6,01$

parametri riferiti all'asse neutro: $J_{n-n} = 43584,07$ $S_{n-n} = 2290,82$ $b_{n-n} = 100,00$

Tensioni nei vertici della sezione :

vertice	Tensione
1	-1,57
2	0,00
3	0,00
4	-1,57

Tensioni nelle armature :

armatura	Tensione
1	-12,55
2	-12,55
3	-12,55
4	-12,55
5	-12,55
6	59,39
7	59,39
8	59,39
9	59,39
10	59,39

Verifica a fessurazione

Armature efficaci: Area totale = 10,05

$$A_{cls,eff} = 1009,27 \quad \rho_{eff} = 0,0100$$

Tensione baricentrica = 59,39

Copriferro = 3,00

$$K_1 = 0,8000 \quad K_2 = 0,5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 1,60$$

Modulo elastico calcestruzzo = 332192,70

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 39,04$

Modulo elastico acciaio = 2089704,00 $K_t = 0,6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0,000017$ Distanza fessure $\Delta_{s,max} = 37,5071$

Ampiezza fessure $w_d = 0,0006$ ($< 0,0300$)

2.16.1. S.L.U. - STATO LIMITE ULTIMO DI RESISTENZA PER TENSIONI NORMALI

$$M_{sdu} = \gamma_g M_{gk} + \gamma_q M_{qk}$$

dove si assumono i seguenti valori per i coefficienti

Permanenti	1,35
Permanenti non strutturali	1,50
Traffico	1,35
Variabili	1,50

Momenti di rottura in flessione retta

angolo	asse neutro	M	ε_{sup}	y	ε_{inf}	y
(+)	21,30	-837604	-0,00200	25,00	0,01000	2,80
(-)	3,26	793155	0,01000	21,20	-0,00182	0,00

VERIFICA:

$$M_u(+) = 514820 < 837604 \text{ Kgcm/m}$$

$$M_u(-) = 204939 < 793155 \text{ Kgcm/m}$$

3. GALLERIA A PORTALE

3.1. Modellazione

Per lo studio e la verifica della struttura a portale è stato utilizzato il software di calcolo nonlineare "Paratie Plus 2010" di Harpaceas, Versione 8.1.1.

PARATIE PLUS è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie di scavo e nella configurazione finale.

Il problema è ricondotto ad un problema piano in cui viene analizzata una porzione di parete di larghezza definita dall'utente.

La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo "trave su suolo elastico": le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale EJ, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno. La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie, eventualmente tirantate, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso due tipi di analisi:

- 1) Analisi classica tramite metodi all'equilibrio limite;
- 2) Analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson.

Le coordinate, i carichi, i cedimenti, le reazioni vincolari e gli spostamenti dei NODI sono riferiti ad una terna destra cartesiana globale con l'asse Z verticale rivolto verso l'alto e l'asse Y verso destra.

Paratie Plus 2010 consente l'applicazione automatica degli approcci e delle combinazioni di calcolo prescritti dalla normativa italiana di cui al DM 14-1-2008.

3.2. Definizione stati limite ultimi (SLU)

Per ogni stato limite ultimo deve essere verificata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Nella presente relazione le verifiche sono state svolte con riferimento agli stati limite ultimi significativi per le opere in esame:

- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia,
- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- sfilamento di uno o più ancoraggi.

Le verifiche di resistenza a taglio ed a presso-flessione del diaframma e la verifica di resistenza a trazione degli ancoraggi sono espresse mediante un tasso di sfruttamento TSF delle resistenze di calcolo strutturali delle sezioni, calcolato automaticamente dal software di calcolo per ogni fase e per ogni combinazione di coefficienti analizzata.

La verifica è soddisfatta per $TSF < 1.0$

Come prescritto dalle Norme Tecniche di cui al DM 14 gennaio 2008, e specificato ulteriormente nella relativa Circolare di Applicazione del 2 febbraio 2009, le **verifiche strutturali** delle paratie devono essere effettuate secondo **l'Approccio 1, Combinazione 1 (A1+M1+R1)** nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1. In questo caso, i coefficienti parziali amplificativi delle azioni possono applicarsi direttamente alle sollecitazioni, calcolate con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze. In particolare, le sollecitazioni (comprese quelle nei puntoni e negli ancoraggi) devono calcolarsi portando in conto, anche in maniera semplificata, l'interazione fra paratia e terreno, operando su configurazioni che rispettino l'equilibrio e la compatibilità con il criterio di resistenza. Dato che i coefficienti parziali amplificativi delle azioni permanenti e variabili (gruppo A1) sono diversi, è necessario in genere distinguere le sollecitazioni prodotte dai carichi permanenti da quelle prodotte dai carichi variabili.

Per il **dimensionamento geotecnico**, la verifica allo stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio dei tiranti per raggiungimento della resistenza al contatto fra bulbo e terreno può essere effettuata secondo la combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II, 6.6.I.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

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

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

Tabella 6.6.I – Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi

	SIMBOLO	COEFFICIENTE PARZIALE
	γ_R	
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

Anche per l'**analisi sismica** per stati limite di raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali della paratia o nei vincoli si adopera la Combinazione 1 dell'Approccio 1, nella quale però i coefficienti A1 devono essere posti pari ad uno.

Per **le verifiche di tipo geotecnico e di equilibrio** si utilizzano la Combinazione 2 dell'Approccio 1, A2+M2+R1. In sismica, i coefficienti A2 devono essere posti pari a 1.

In sintesi, le combinazioni di calcolo utilizzate per le verifiche agli stati limite ultimi sono:

CONDIZIONI	COMBINAZIONE	VERIFICHE DI TIPO GEOTECNICO	VERIFICA SFILAMENTO TIRANTI	VERIFICHE RESISTENZA ELEMENTI STRUTTURALI
STATICHE	A1 + M1 + R1		X (R3)	X
	A2 + M2 + R1	X		
SISMICHE	EQK (A1*+M1+R1)		X (R3)	X
	EQK (A2*+M2+R1)	X		

* = Coefficienti A1 e A2 unitari.

3.3. Definizione stati limite di esercizio (SLE)

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità e di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle acque sotterranee.

Per la valutazione di tali spostamenti, come indicato al paragrafo 2.5.3 delle NTC2008, si utilizza la combinazione caratteristica delle azioni.

3.4. Definizione dell'azione sismica (EQK)

Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

Come definito al punto 2.4.3 delle Norme Tecniche, le azioni sismiche sulla costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

La vita nominale è assunta pari a $V_N = 50$ anni, mentre il valore del coefficiente d'uso è definito, al variare della classe d'uso, dalla tabella 2.4.II delle Norme Tecniche:

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Nel caso in esame, essendo la classe d'uso = II, tale coefficiente vale $C_U = 1,0$ e quindi:

$$V_R = 50 \text{ anni}$$

Per gli Stati Limite Ultimi ci si riferisce allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV); in tale situazione la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , necessario ad individuare l'azione sismica agente, è pari al 10%.

Il periodo di ritorno dell'azione sismica è dato dall'espressione:

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

da cui si ottiene:

$$T_R = 475 \text{ anni}$$

Analisi pseudo-statica

L'analisi della sicurezza nei riguardi dei fenomeni sismici è stata eseguita mediante analisi pseudostatica in accordo con il § 7.11.6.3 delle NTC

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo.

Le componenti orizzontale e verticale a_h e a_v dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} \quad (7.11.9 \text{ delle NTC})$$

dove g è l'accelerazione di gravità, k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale, $\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e $\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre $a_v = 0$.

L'accelerazione di picco a_{max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (7.11.10 \text{ delle NTC})$$

dove S_S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2, ed a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Il valore del coefficiente α può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma di Figura 7.11.2 delle NTC.

Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma di Figura 7.11.3, in funzione del massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

Per $u_s = 0$ è $\beta = 1$. Deve comunque risultare:

$$u_s \leq 0,005 \cdot H \quad (7.11.11 \text{ delle NTC})$$

Se $\alpha \cdot \beta \leq 0,2$ deve assumersi $k_h = 0,2 \cdot a_{\max}/g$.

Possono inoltre essere trascurati gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia.

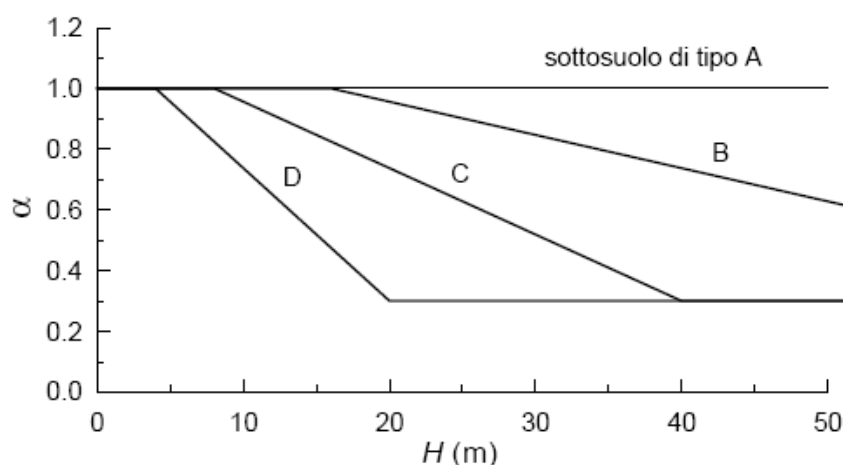


Figura 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

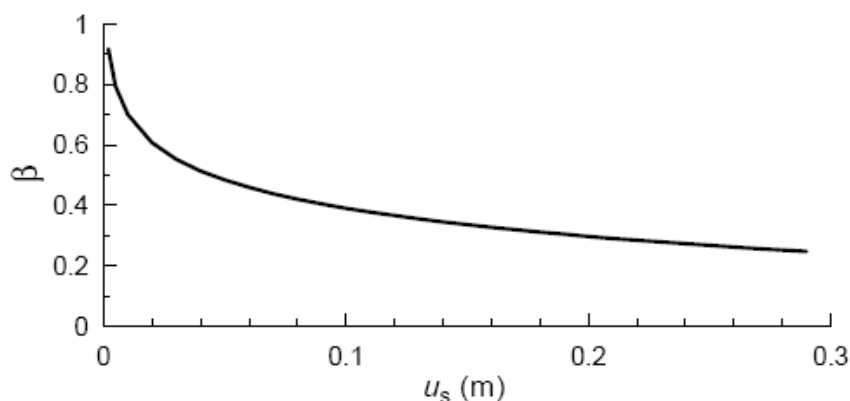


Figura 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β

La componente orizzontale dell'accelerazione, a_h , è dunque definita caso per caso in base all'altezza complessiva della paratia.

Parametri di pericolosità sismica

In generale l'azione sismica è definita sul sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per le opere di sostegno occorre definire solo i primi due in quanto il terzo parametro (T_c^*) non entra nel calcolo con il metodo pseudo-statico.

Tali valori sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici. Per il calcolo dei parametri sismici è stato utilizzato il foglio di calcolo "Spettri di Risposta" ver. 1.0.3 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nella Tabella 2 sono riportati i parametri sismici ottenuti in corrispondenza del sottopasso di Via Città di Nimes.

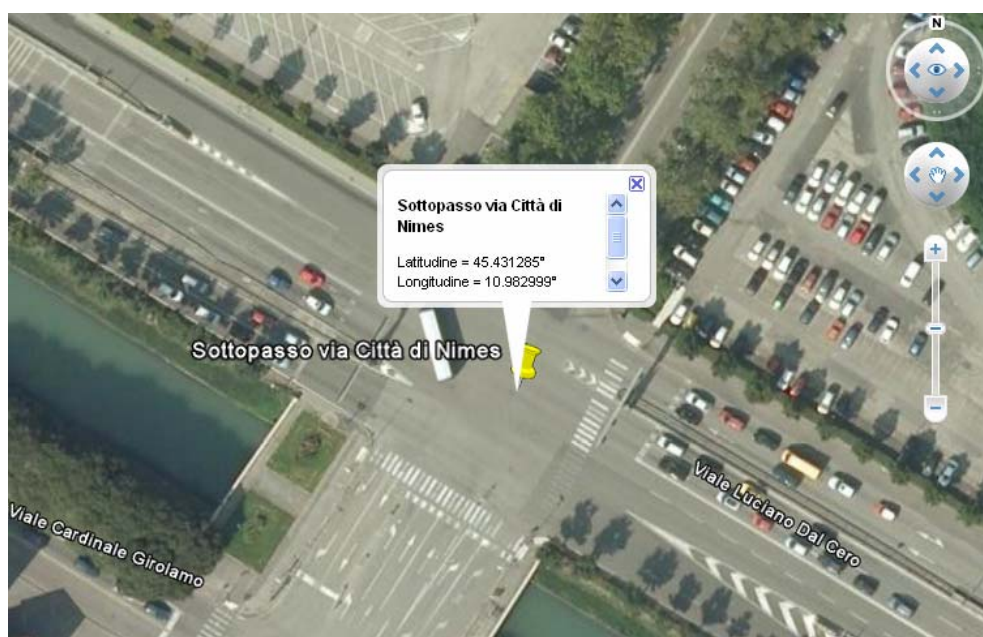


Figura 4 - Sottopasso Via Città di Nimes - Foto aerea

Tabella 2 – Parametri di pericolosità sismica

Punto	Long. (°)	Lat. (°)	ag/g	Fo	Cat. Suolo
Sottopasso Via Città di Nimes	10.98299	45.43128	0.157	2.430	C

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito viene valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g$$

in cui S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2 delle NTC, e a_g è l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido.

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S ed il coefficiente di amplificazione topografica S_T si ottengono con riferimento alla categoria del sottosuolo e alle condizioni topografiche, secondo le tabelle 3.2.V e 3.2.VI delle Norme Tecniche che vengono riportate qui di seguito per comodità.

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_S e di C_C

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

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Considerando la categoria di suolo tipica della zona in esame (C) e la categoria topografica = T1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$) si è ottenuto un valore di $a_{\max}$ pari a 0,23g.

$$a_{\max} = 0,25 \text{ g}$$

che si ritiene sufficientemente cautelativo e rappresentativo della zona.

Da cui si ricava:

$$ah = kh \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max} = \alpha \cdot \beta \cdot 0,25 \text{ g}$$

3.5. Analisi strutturale

L'opera in oggetto consiste in una doppia paratia di diaframmi in c.a. dello spessore 1,0m, collegati in testa da un impalcato in c.ap..

Per l'analisi del comportamento globale della galleria è stata studiata la sezione tipo rappresentata in Figura 5.

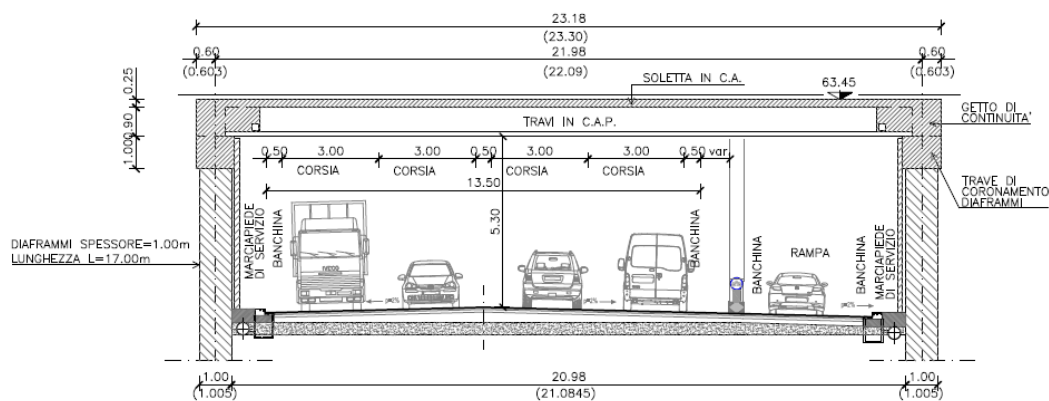


Figura 5 - Sezione trasversale galleria artificiale

L'altezza complessiva delle pareti verticali è di 18.50 m di cui circa 7 m sono considerati fuori terra ed i restanti 11.50 m infissi nel terreno.

L'analisi statica della paratia è stata condotta per fasi simulando l'effettivo svolgimento delle operazioni sulla sezione di maggior altezza.

Le configurazioni studiate sono riportate di seguito.

- Stage 0: Fase iniziale (geostatica);
- Stage 1: Scavo fino a quota -1,50m;
- Stage 2: Realizzazione impalcato alla quota -0,50m;
- Stage 3: Fase di esercizio;
- Stage 4: Fase sismica.

Per la verifica degli elementi strutturali che costituiscono l'opera, si considera che, oltre alla spinta delle terre, l'opera sia soggetta anche alla spinta dovuta al sovraccarico mobile transitante sulla strada posta immediatamente a monte.

Nelle configurazioni 1 e 2 si è considerato un sovraccarico accidentale a monte della paratia di 10 kN/m², per la presenza dei mezzi di cantiere; nella configurazione di esercizio (Stage 3), il sovraccarico considerato è di 20 kN/m².

Nello Stage 3 viene applicata la spinta del terreno in condizioni sismiche considerando la teoria di **Wood** partendo da un valore dell'accelerazione sismica orizzontale di:

$$ah = kh \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} = 0.8 \cdot 1.0 \cdot 0.25 g = 0.20 g$$

avendo assunto i seguenti valori dei coefficienti di deformabilità e spostamento:

$\alpha = 0.8$ per sottosuolo tipo C e altezza paratia $H = 18.5\text{m}$;
 $\beta = 1.0$ per $u_s = 0.0\text{ m}$ (massimo spostamento tollerato, $< 0.005 H$).

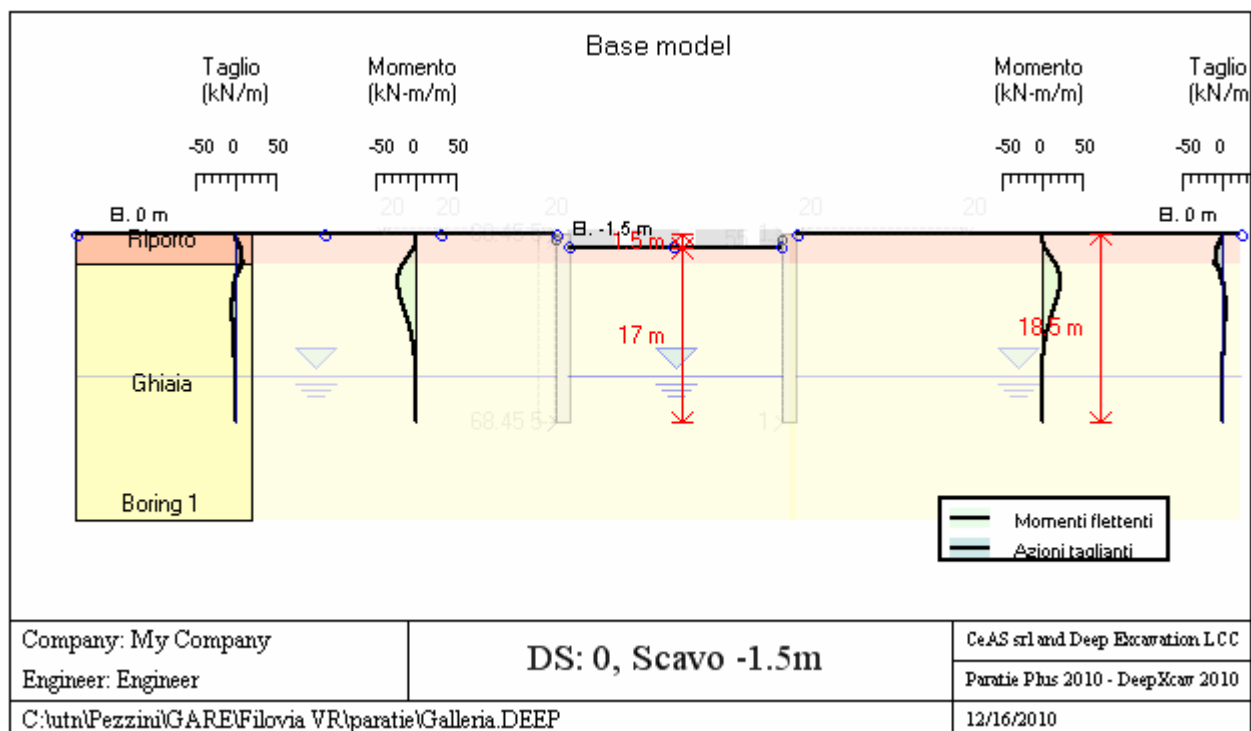
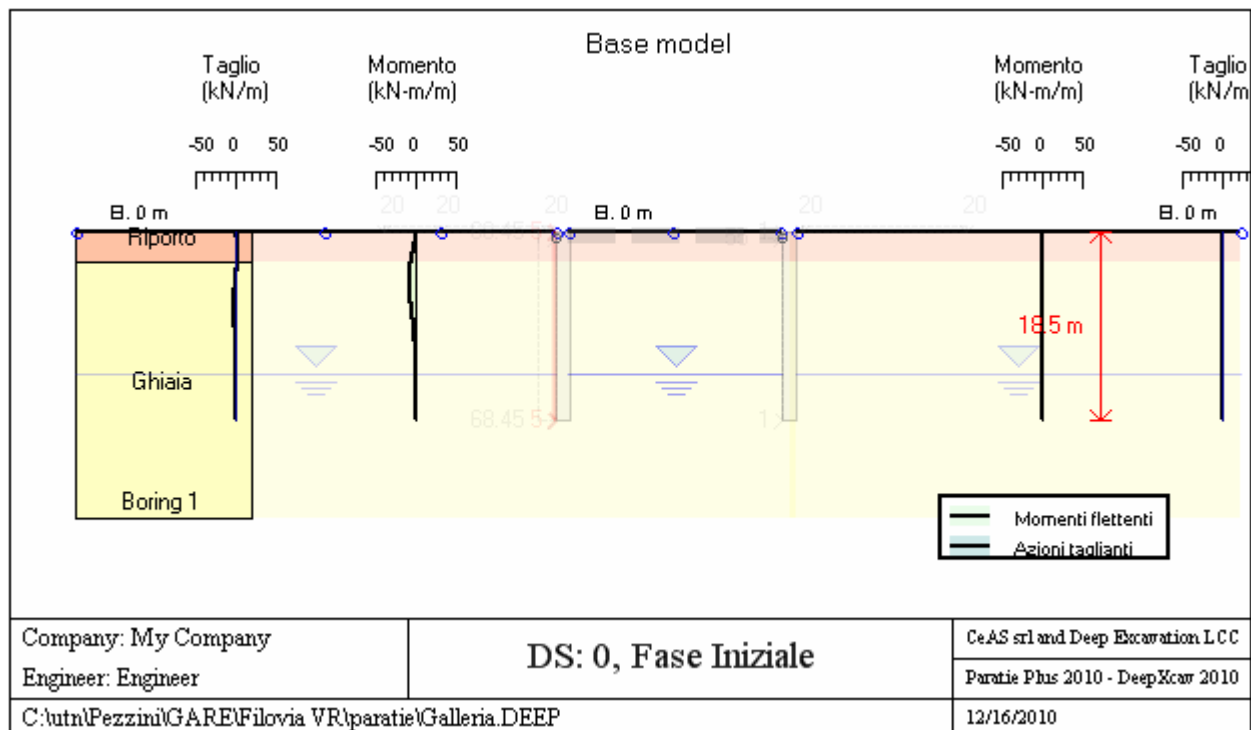
L'incremento di spinta sismica del terreno vale pertanto:

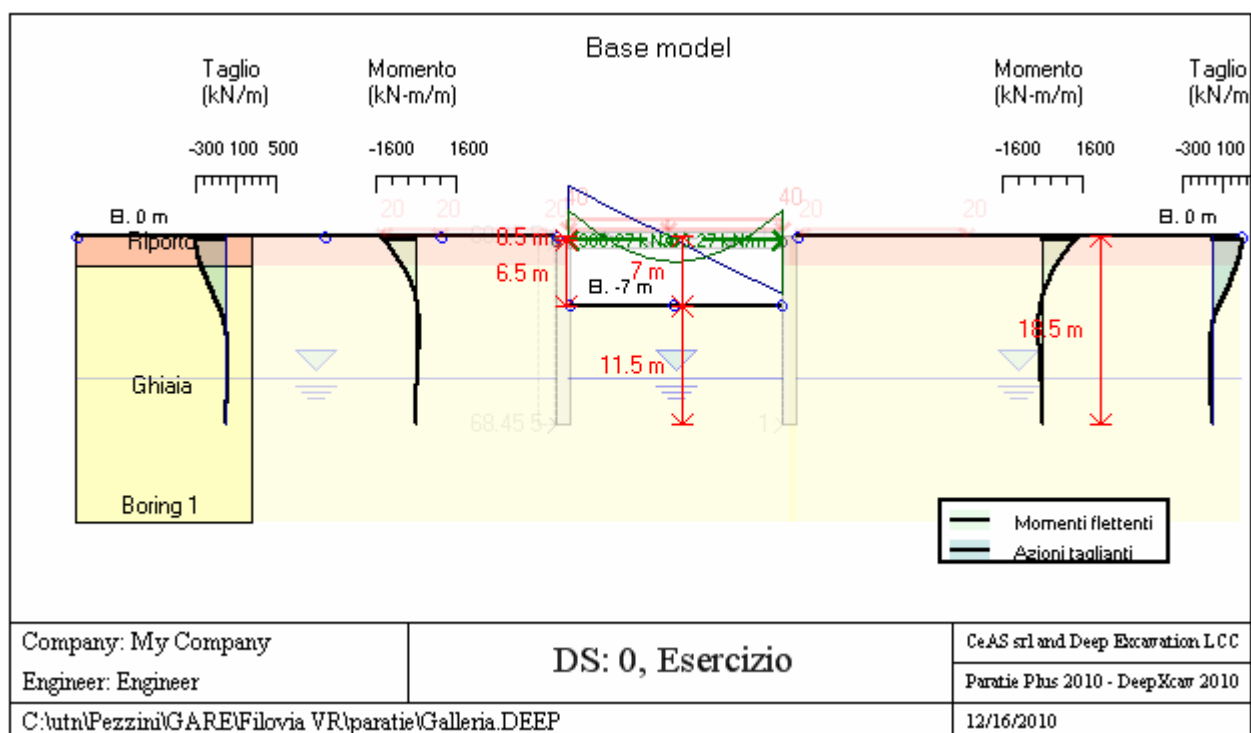
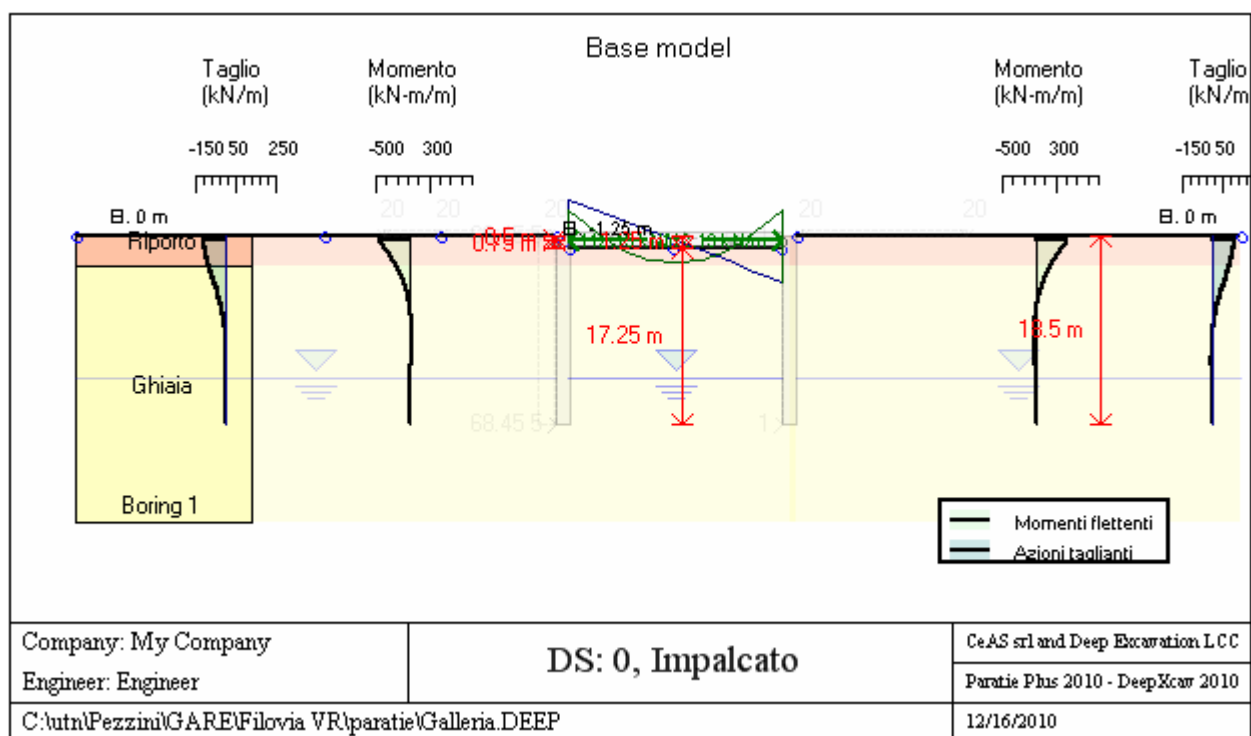
$$P_{sis} = kh \cdot \gamma \cdot H = 0.20 \cdot 18.5 \cdot 18.5 = 68.45 \text{ kN/m}$$

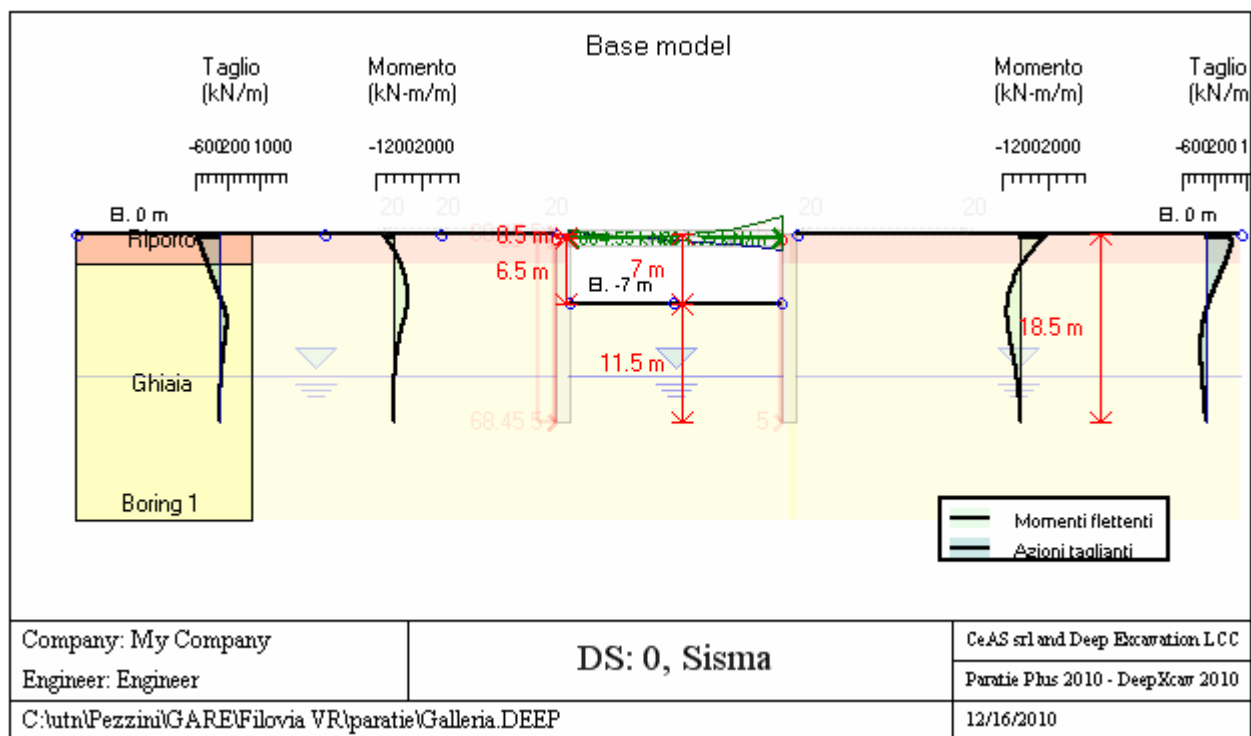
L'inerzia della struttura è tenuta in conto moltiplicando il peso proprio e i sovraccarichi permanenti agenti sull'impalcato per il coefficiente kh .

3.6. Risultati

Risultati per la Design Section 0: Base model



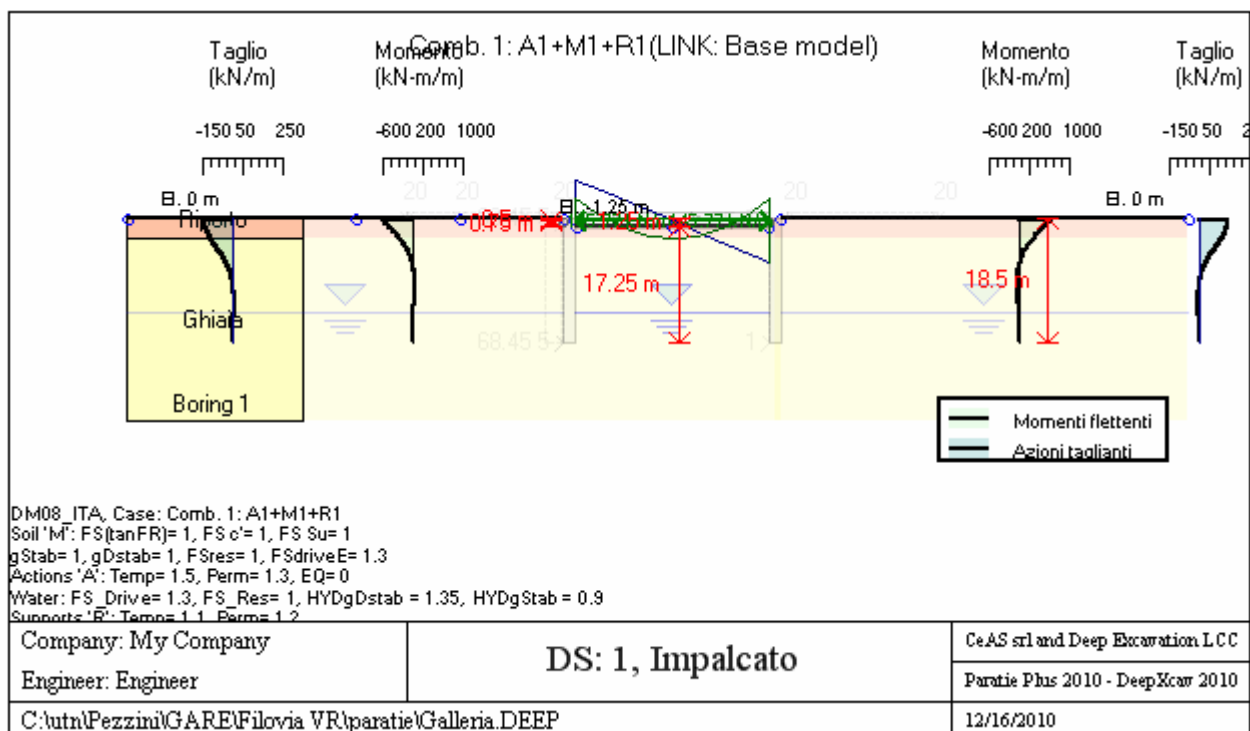
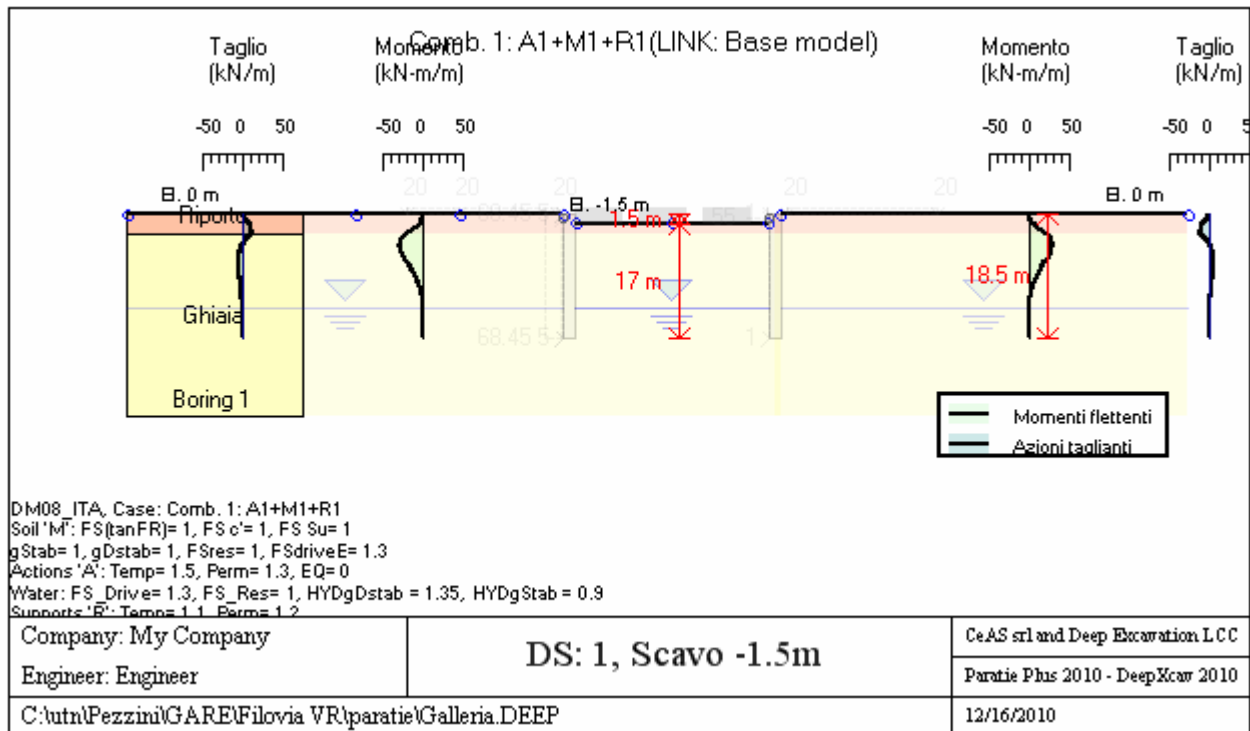




Comb. 1: A1+M1+R1

GRAFICI FASI DI CALCOLO

Di seguito si riportano gli schemi grafici delle fasi di calcolo principali.



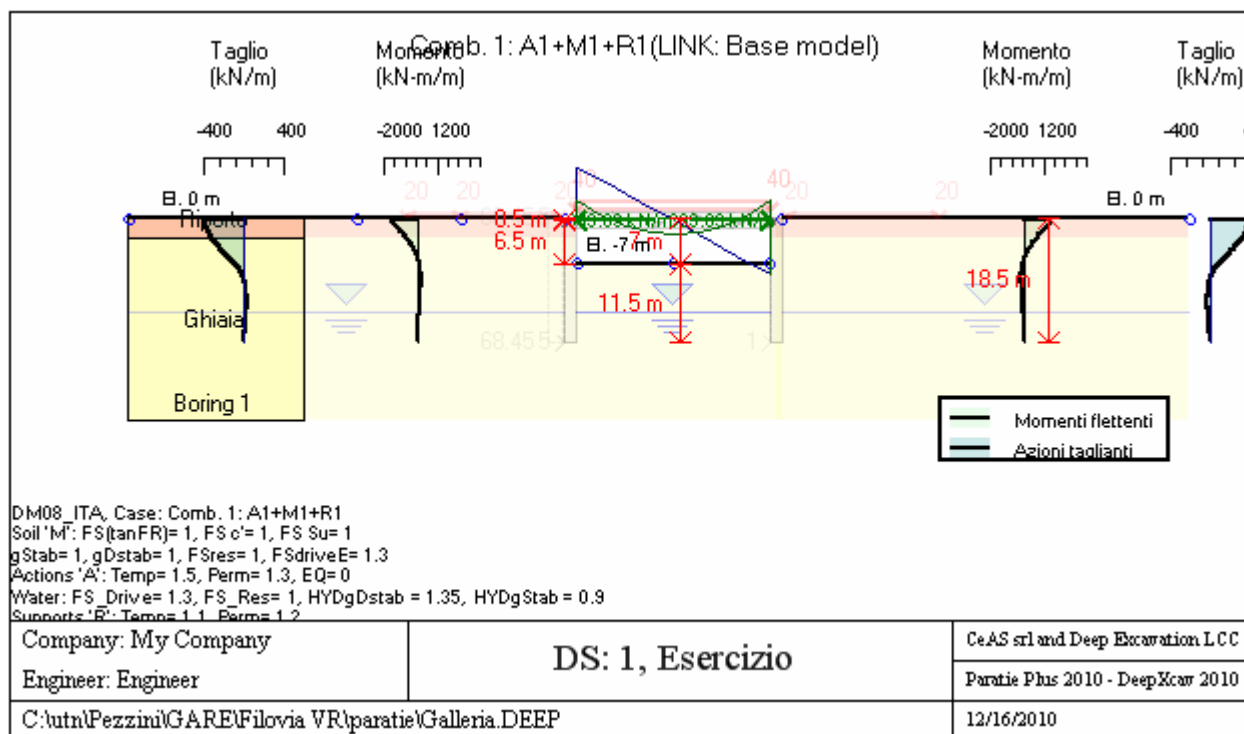
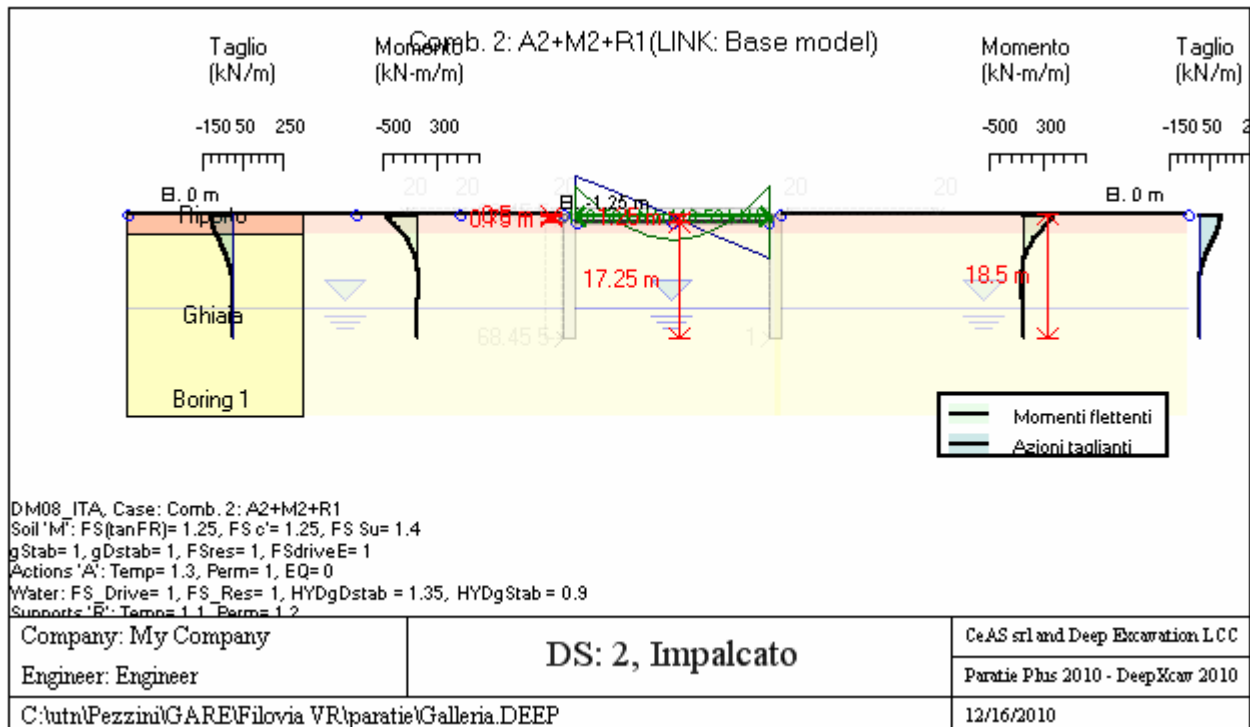
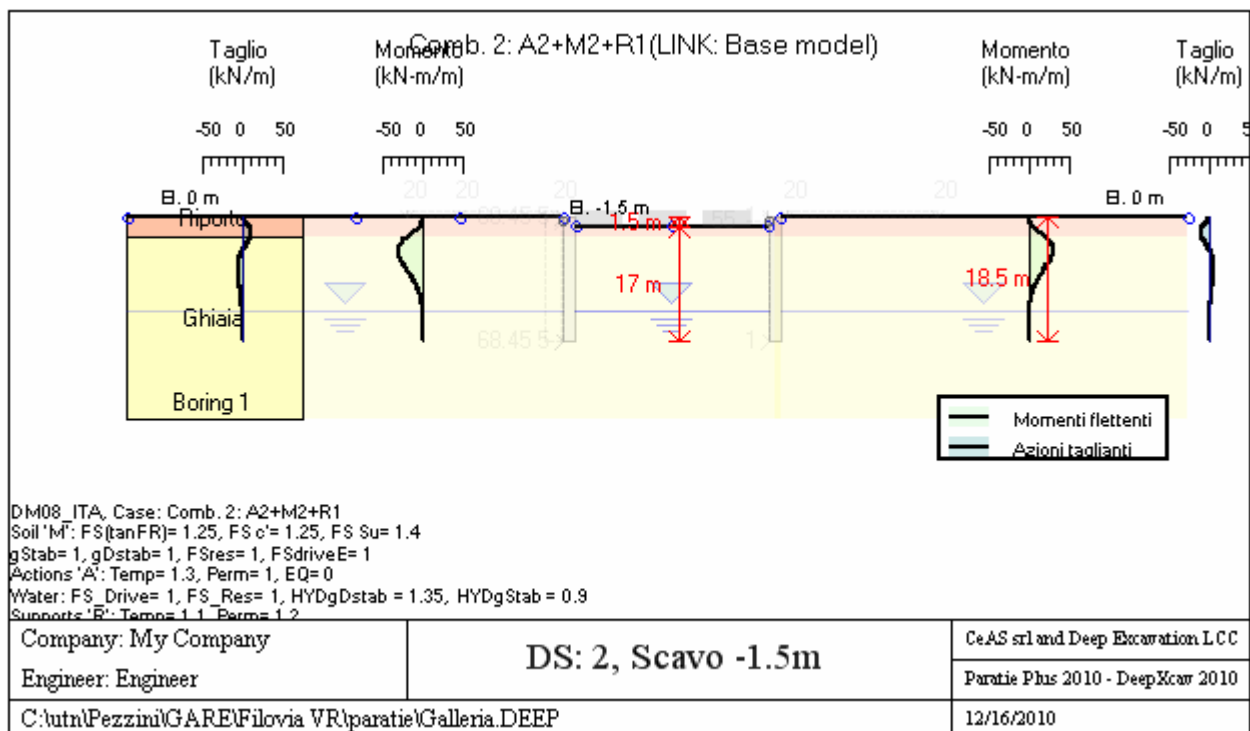
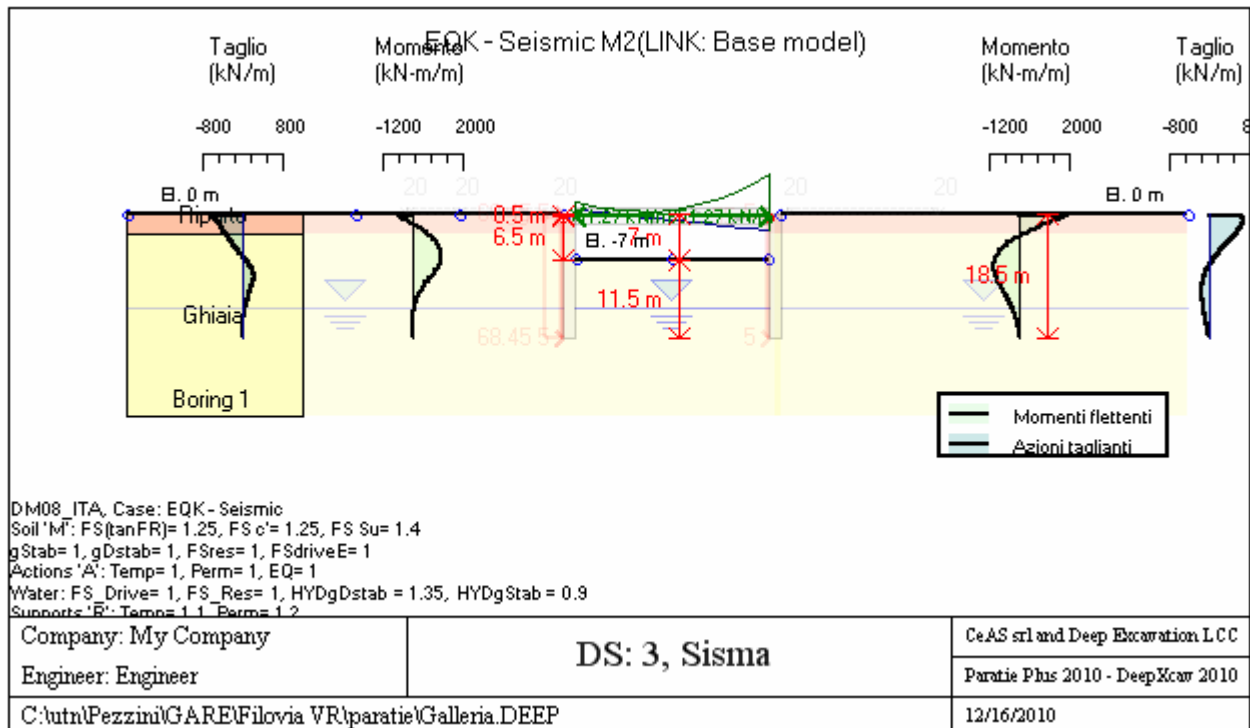


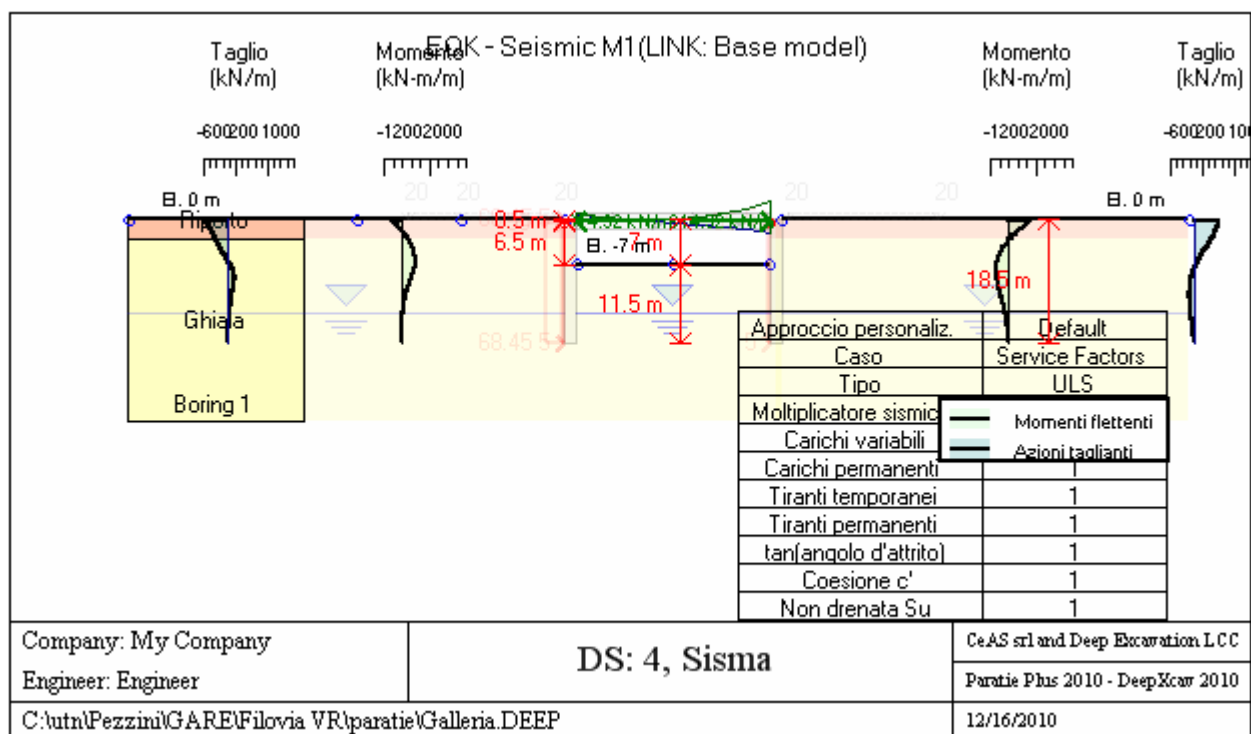
Fig. 2: A2+M2+R1 (LINK: Base model)



EQK - Seismic M2



EQK - Seismic M1



Nella tabella seguente si riporta la sintesi dei risultati delle analisi.

	Spostamento paratia (cm)	Momento paratia (kN-m/m)	Taglio paratia (kN/m)	Max. reazione vincoli (kN/m)	FS % passiva mobilitata (analisi NL)
Base model	2.45	1542.8	646.06	604.55	2.516
Comb. 1: A1+M1+R1	2.4	1962.35	826.08	789.8	2.521
Comb. 2: A2+M2+R1	2.99	1720.8	696.48	651.72	1.796
EQK - Seismic M2	3	1722.9	696.03	651.27	1.796
EQK - Seismic M1	2.29	1413.8	605.21	614.92	2.533
SLE	2.27	1404.3	606.72	616.43	2.534

3.7. Verifica a presso-flessione

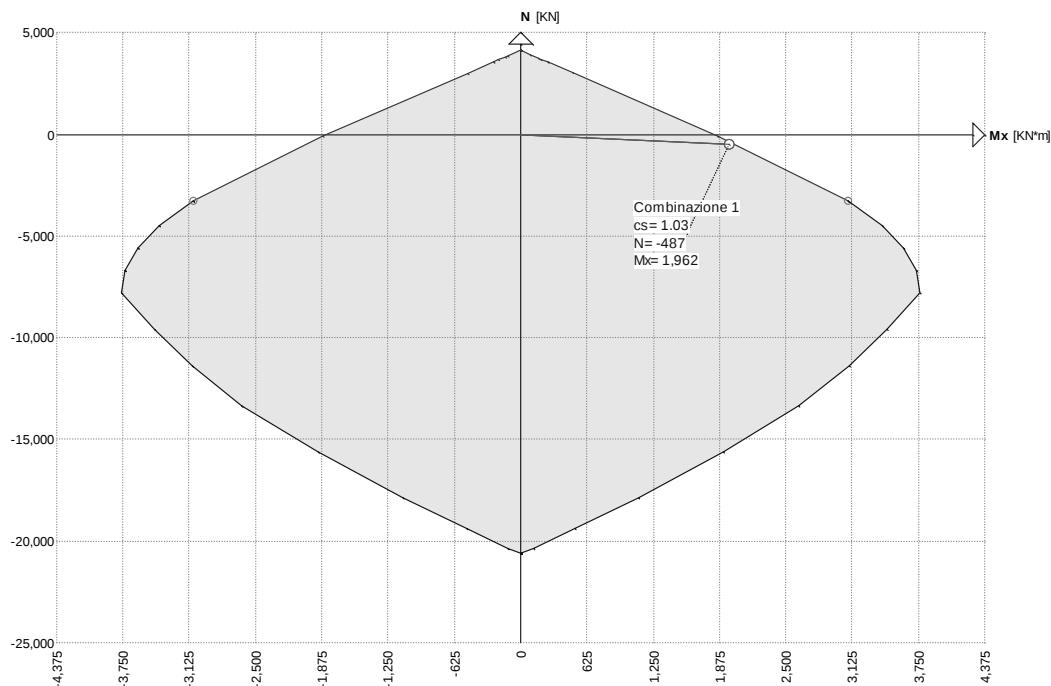
Le sollecitazioni di progetto agenti sulle sezioni più sollecitate dei diaframmi sono le seguenti:

Comb. 1: A1+M1+R1

$N = 486.60 \text{ kN/m}$

$M = 1962.35 \text{ kNm/m}$

Si verifica la sezione quadrata di lato 1,00m armata simmetricamente con $\phi 26$ passo 10cm.



3.8. Verifica a taglio

La verifica di resistenza di elementi in c.a. sprovvisti di specifiche armature trasversali resistenti a taglio si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (1)$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

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

Con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.465 \leq 2$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.328$$

e dove

$d = 925$ è l'altezza utile della sezione (in mm)

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \times d) = 0.006$ è il rapporto geometrico di armatura long. (≤ 0.02)

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0$ è la tensione media di compress. della sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$)

$b_w = 1000$ è la larghezza minima della sezione (in mm)

da cui si ottiene:

$$V_{Rd} = 410 \text{ kN/m} \quad (> V_{Rd \text{ min}} = 304 \text{ kN/m})$$

E' necessario verificare l'armatura a taglio essendo:

$$V_{Ed} = 826 \text{ kN/m} > V_{Rd}$$

Si verifica un'armatura a trasversale a taglio costituita da 2 $\varnothing$ 16 / 15 cm:

ALFA = 90° STAFFE VERTICALI

n. bracci = 2

fstaffa = 16 mm

Asw = 402 mm²

s = 150 mm passo delle staffe

rw = 0.0027

a cw = 1.00

n1 = 0.62

z = 837 mm braccio

Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max = 3041 mm² Verifica soddisfatta

Per $\cot(\text{TETA}) = 1.0$

VRsd = 878 kN > VEd

(VRsd max = 4128 kN)

La verifica è pertanto soddisfatta.

3.9. Calcolo della capacità portante dei diaframmi

In generale la portata limite ultima è data dalla somma dei contributi della portata di base Q_b e della portata per attrito laterale Q_l .

Nella presente verifica si considera cautelativamente la sola portata di base:

PORTATA LIMITE DI BASE Q_b

È calcolata utilizzando la nota espressione di Terzaghi per fondazioni continue con i coefficienti di portata proposti dal Vesic.

$$Q_b = c \times N_c + q \times N_q + \frac{1}{2} \gamma \times B \times N_\gamma$$

dove:

$q = \gamma \times z$ rappresenta la pressione verticale totale agente nel terreno alla generica profondità z in kN/m^2 ;

$c = 0 \text{ kN/m}^2$ coesione del terreno di fondazione

$\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$ peso specifico del terreno

$B = 1,00 \text{ m}$ spessore del diaframma

Per $\phi = 35^\circ$ i coefficienti di portata valgono:

$$N_c = 46,12$$

$$N_q = 33,30$$

$$N_\gamma = 48,03$$

Sostituendo si ha:

$$Q_b = 616 \times z + 444.3 \text{ kN/m}$$

Per $z = 12\text{m}$ si ottiene $Q_b = 7836 \text{ kN}$

$$Q_b / \gamma R = 7836 / 2.3 = 3400 \text{ kN/m} > N_{Ed} = 490 + 6 \times 25 \times 1.00 \times 1.00 = 640 \text{ kN/m}$$