



Anas SpA

DIREZIONE CENTRALE PROGETTAZIONE

S.S. N. 9 "Via Emilia" Variante di Casalpusterlengo ed eliminazione passaggio a livello sulla SP ex S.S. N. 234

PROGETTO DEFINITIVO

CONTRIBUTI SPECIALISTICI

TECNOSTUDIO BIEFFE S.R.L.
VIA MAZZETTI 7
FONTANELLATO (PR)

COMPONENTE STRADALE E STRUTTURALE;
SICUREZZA,
COORDINAMENTO,
FASAGGI DI CANTIERE,
MOVIMENTAZIONE DI
CAVA; RILIEVI E
COMPUTAZIONE

CONSORZIO MUZZA BASSA LODIGIANA
VIA NINO DALL'ORO, 4 -
LODI

COMPONENTE
IDRAULICA

ARCH. MADDALENA GIOIA GIBELLI
VIA SENATO, 45
MILANO

COMPONENTE
PAESAGGISTICA
ED AMBIENTALE

P I GIOVANNI PERRI
VIA PRIORATO, 16
FONTANELLATO (PR)

COMPONENTE
IMPIANTISTICA,
TECNOLOGICA ED
ILLUMINOTECNICA

CI.TRA S.R.L.
VIALE LOMBARDA, 5
MILANO,
IN COLLABORAZIONE CON
L.C.E. SRL
VIA DEI PLATANI, 7
OPERA

COMPONENTE
TRASPORTISTICA
ED ACUSTICA

I PROGETTISTI

Arch. Savino GARILLI PROVINCIA DI LODI
Iscritto all'Ordine degli Architetti della Provincia di Piacenza al n° 280

Ing. Antonio SIMONE COMUNE DI CASALPUSTERLENGO
Iscritto all'ordine degli Ingegneri della provincia di Foggia al n° 1270

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Gianluca CANTARELLI
Iscritto all'Ordine dei Geologi dell' Emilia Romagna al n° 359
via Malpeli, 2
FIDENZA (PR)

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom: Fiorenzo BERGAMASCHI
Iscritto al Collegio dei Geometri della Provincia di Parma al n° 1606
via Mazzetti, 7
FONTANELLATO (PR)

**VISTO:IL RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO**
Ing Massimo SIMONINI

DATA

PROTOCOLLO

SOTTOVIA ZORLESCO SUD km 2+319.73 - NOTE DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

D	RECEPIMENTO PRESCRIZIONI ISTRUTTORIA ANAS				
C	RECEPIMENTO PRESCRIZIONI CONFERENZA DEI SERVIZI	FEBBRAIO 2011			
B	VERIFICA DI OTTEMPERANZA AL DECRETO VIA	APRILE 2010			
A	PRIMA CONSEGNA PROGETTO	MARZO 2009			
REV.	DESCRIZIONE	DATA	VERIFICATO RESP. TECNICO	CONTROLLATO RESP. D'ITINERARIO	APPROVATO RESP. DI SETTORE
Codice Elaborato	SC05 5650	Data Revisione: FEBBRAIO 2011	REV. C	FOGLIO 01 DI 01	Scala: ELABORATO DI TESTO

NOME FILE SC05-5650_00 SOTT ZORLESCO SUD-NDC.doc

**INDICE**

1	PREMESSA.....	4
2	Normative di riferimento	5
2.1	Opere in c.a. e strutture metalliche	Errore. Il segnalibro non è definito.
2.2	Strade	Errore. Il segnalibro non è definito.
2.3	Altri documenti.....	5
2.4	Bibliografia.....	5
3	CRITERI DI CALCOLO	7
3.1	Criteri e definizione dell'azione sismica	7
3.2	Combinazioni di carico	10
3.2.1	Combinazioni per la verifica allo SLU	10
3.2.2	Combinazioni per la verifica allo SLE	11
3.2.3	Combinazioni per la condizione sismica.....	11
4	MATERIALI.....	12
4.1	Calcestruzzo per magrone	12
4.2	Calcestruzzo per opere strutturali	12
4.3	Acciaio per cemento armato.....	13
4.4	Durabilità e prescrizioni sui materiali.....	13
4.5	Copriferro minimo e copriferro nominale.....	14
5	caratterizzazione geotecnica del sito	15
5.1	Coefficienti parziali	15
5.2	Caratterizzazione geotecnica e stratigrafica	15
5.2.1	Rilevato	15
5.2.2	Terreno di riempimento a tergo del tombino.....	15
5.2.3	Terreno in sito	15
6	Geometria della struttura.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
7	PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI	Errore. Il segnalibro non è definito.
7.1	Pro_Sap.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
7.2	Modellazione adottata	17
8	ANALISI DEI CARICHI	19
8.1	Peso proprio G_{k1}	19
8.2	Carichi permanenti portati G_{k2}	19
8.3	Spinta del terreno	19
8.3.1	Spinta in condizioni statiche G_{k3}	19
8.3.2	Spinta in condizioni sismiche E_{st}	19
8.4	Carico mobile verticale Q_{k1}	20
8.4.1	Spinta del sovraccarico sul rilevato Q_{k2}	21
8.4.2	Azione longitudinale di frenamento: Q_{k3}	21
8.5	Carichi da azioni termiche: Q_t	21
8.6	Carichi generici.....	22
8.7	Casi di carico	23
8.8	Verifiche agli SLU	23
8.9	Verifiche agli SLE	24
9	verifiche geotecniche.....	25
9.1	Calcolo della portata limite	25
9.2	Verifica in condizioni statiche	28
9.3	Verifica in condizioni sismiche	29
10	verifiche strutturali	31
10.1	Sollecitazioni.....	31
10.1.1	Inviluppo Sforzo normale	32
10.1.2	Inviluppo Taglio 2-2.....	33
10.1.3	Inviluppo Momento 3-3	34
11	VERIFICHE DI RESISTENZA	35
11.1	Verifica di fessurazione	36
11.2	Verifica a taglio	36
11.3	Copriferro.....	36



Documento	Rev.
SC05-5660	0
Data	Pagina
DIC 2010	3/56

11.4	Verifica soletta superiore	38
11.4.1	Sezione in mezzeria.....	38
11.4.2	Sezione di incastro soletta/piedritti	39
11.5	Verifica piedritti	40
11.5.1	Sezione di incastro piedritti /soletta superiore	40
11.5.2	Sezione di incastro piedritti/platea	41
11.6	Verifica platea di fondazione	42
11.6.1	Sezione in mezzeria.....	42
11.6.2	Sezione di incastro platea/piedritti	43
11.7	Verifica armatura longitudinale nei confronti del ritiro	44
12	Muri ad u.....	46
12.1	Condizioni di carico elementari.....	46
12.1.1	Peso permanente della struttura.....	46
12.1.2	Spinta del terreno.....	46
12.1.3	Sovrappinta sismica del terreno.....	46
12.1.4	Azione sismica	46
12.2	Combinazioni di carico	47
12.3	Sollecitazioni.....	49
12.3.1	Involuppo sforzo normale.....	49
12.3.2	Involuppo del taglio	50
12.3.3	Involuppo del momento flettente.....	51
12.4	Verifica di resistenza e fessurazione.....	52
12.4.1	Sezione incastro paramento/platea	53
12.4.2	Sezione mezzeria platea.....	54
12.4.3	Sezione incastro platea/paramento	55
12.5	Verifica capacità portanza della fondazione.....	56

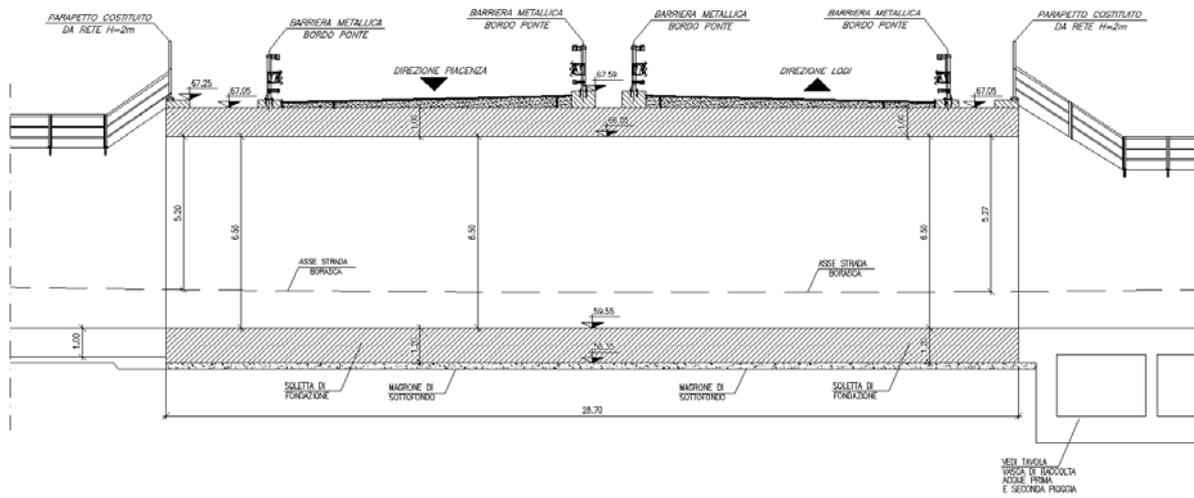


1 PREMESSA

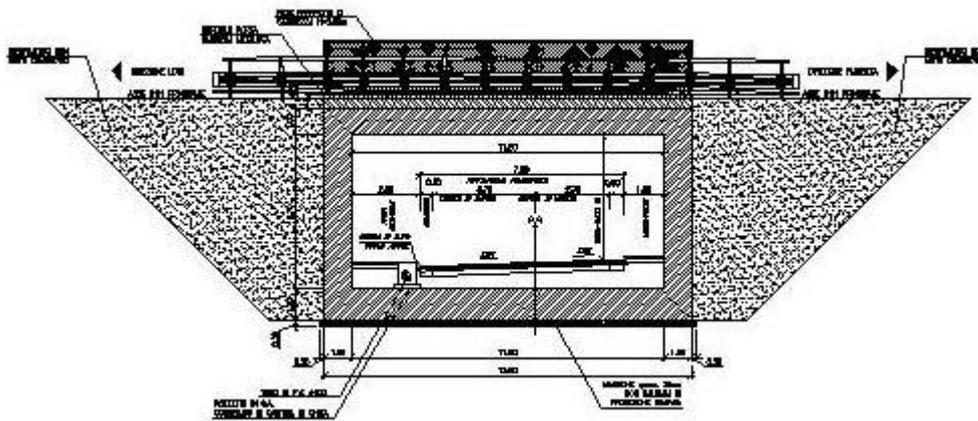
La presente relazione di calcolo si riferisce al sottovia SC05 che sottopassa l'asse principale della viarinata alla SS9 di Casalpusterlengo alla progressiva km 2+319.73.

Si tratta di un manufatto scatolare in c.a. parzialmente immerso in falda e perciò provvisto di una opportuna impermeabilizzazione.

Noon potendo scaricare le acque al suo interno è previsto un sistema di raccolta ed un sistema di sollevamento in un manufatto apposito incorporato nei muri d'ala.



Sezione longitudinale



Sezione trasversale



Documento	Rev.
SC05-5660	0
Data	Pagina
DIC 2010	5/56

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

2.1 Norme

Nella esecuzione dei calcoli si è fatto riferimento ai seguenti documenti normativi.

L. 05/11/1971 n. 1086:	"Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica";
L. 02/02/1974 n. 64:	"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008	"Norme Tecniche per le Costruzioni".
Circolare 2 febbraio 2009, n.617	"Istruzione per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
CNR-UNI 10011:	"Costruzioni di acciaio "Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione".
CNR-UNI 10016:	"Travi composte di acciaio e calcestruzzo - Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni".
UNI EN 1992-2005:	"Progettazione delle strutture di calcestruzzo".
UNI EN 1993-2005:	"Progettazione delle strutture di acciaio".
UNI EN 1994-2005:	"Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo".
UNI EN 1997-2005:	"Progettazione geotecnica".
UNI EN 1998-2005:	"Progettazione delle strutture per la resistenza sismica".
UNI EN 206-1-2006:	Calcestruzzo, "Specificazione, prestazione, produzione e conformità".
UNI 11104-2004:	Calcestruzzo, " Classi di esposizione per calcestruzzo strutturale, in funzione delle condizioni ambientali".

2.2 Altri documenti

- CNR 10024/86 – Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo

2.3 Bibliografia

- ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA [1984] - "Raccomandazioni sui pali di fondazione"
- BRINCH-HANSEN, J. [1961] - "A General Formula for Bearing Capacity" - The Danish Geotechnical Institute, Bull. n.11, Copenhagen.
- BRINCH-HANSEN, J. [1970] - "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity" - The Danish Geotechnical Institute, Bull. n.28, Copenhagen.
- BUSTAMANTE M., GIANESELLI L.. [1982] - "Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT" -.Pr. of the 2th European symposium on penetration testing, Amsterdam.
- DE BEER, E.E., LADANYI, B. [1961] - "Etude experimentale de la capacite portante du sable sous des fondations circulaires etablies en surface". 5th ICSMFE, Paris, 1, 577-581.
- GROUP 5.0 for windows [2000] – Technical & User's manual – Ensoft Inc.
- JAMIOLKOWSKI M. et al. [1983] - "Scale effects of ultimate pile capacity" - Discussion, JGED, ASCE.
- LANCELLOTTA R. [1991] " Geotecnica" – Edizioni Zanichelli.
- MEYERHOF, G.G. [1951] - "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations" - Geotechnique, 2, 301-332.



- MEYERHOF, G.G. [1951] - "Some recent research on the bearing capacity of foundations" - Canadian Geotechnical Journal, 1, 16-26
- MEYERHOF G.G., SASTRY V.V.R.N. [1978] - "Bearing capacity of piles in layered soils. Part 1. Clay overlying sand" - Canadian Geotechnical Journal, 15, 171-182, 183-189.
- REESE L.C., WRIGHT S.J. [1977] - "Drilled shaft manual" - U.S. Dept. Transportation, Offices of Research and Development, Implementation Div., HDV 2, Washington D.C., vol.1
- REESE L.C., W.R.COX, F.D. KOOP [1974] - "Analysis of laterally loaded piles in sand" - Paper N° OCT 2080, Proceedings, Fifth Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1975.
- REESE L.C., W.R.COX, F.D. KOOP [1975] - "Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay" - Paper N° OCT 2313, Proceedings, Seventh Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1975.
- REESE L.C., WELCH R.C. [1975] - "Lateral loading of deep foundations in stiff clay" - Journal of the geotechnical Division, ASCE, Vol. 101, No GT7, Proceedings Paper 11456, 1975, pp. 633 - 649.
- SKEMPTON, A. W. [1951] - "The bearing capacity of clays" - Building Research Congress, London, 1, 180-189.
- VESIC, A.S. [1970] - "Tests on instrumented Piles, Ogeechee River Site" - JSMFD, ASCE, V. 96, N. SM2, Proc. Paper 7170, March.
- VESIC, A.S. [1973] - "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations". - JSMFD, ASCE, Jan., 45-73.
- WELCH, R.C., REESE L.C. [1972] - "Laterally loaded Behavior of drilled shafts" - Research Report N° 3-5-65-89, conducted for Texas Highway Department and U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Bureau of Public Roads, by Center for Highway Research, The University of Austin. L'analisi strutturale dell'impalcato.



3 CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

3.1 Criteri e definizione dell'azione sismica

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, in conformità al § 4.1.2.2.5 (NT).

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, nel rispetto del punto § 7.9.2., assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

A riguardo del calcolo allo SLV, dovendo la struttura mantenere durante l'evento sismico un comportamento elastico, vengono eseguite le verifiche alle tensioni di esercizio (§ 4.1.2.2.5), assumendo come limite delle tensioni di esercizio quelle adottate per la combinazione caratteristica (rara) (EC2 § 7.2). Tale combinazione, in accordo al punto § 7.10.6.1. (NTC) e alla Circ. 617 § 7.10.6.1. (nella quale si afferma che il sostanziale mantenimento in campo elastico della struttura nelle verifiche allo SLU, fornisce ampie garanzie rispetto alla sicurezza nei confronti dello SLD), consente di ritenere soddisfatte anche le verifiche nei confronti dello SLD.

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato.

Sulla base della classificazione dei tipi di costruzione (vedasi tabella 2.4.I delle NTC 2008), si considerano le opere relative alla viabilità della **S.S. N.9 "Via Emilia" VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO** con Vita Nominale $VN > 50$ e Classe d'uso IV, da cui deriva un coefficiente $C_u = 2.0$ (vedasi tabella 2.4.II delle NTC 2008).

**Tabella 2.4.I** – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

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

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

La vita nominale (VN) dell'opera è stata assunta pari a 50 anni.

La classe d'uso assunta è la IV .

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 100 \text{anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\% \text{ (cfr. tab. 3.2.I NTC)}$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni, vale:

$$T_R(SLV) = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 949 \text{ anni (cfr. formula [1] dell'allegato "A" delle NTC)}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T_c^* .

a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

F_0 → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

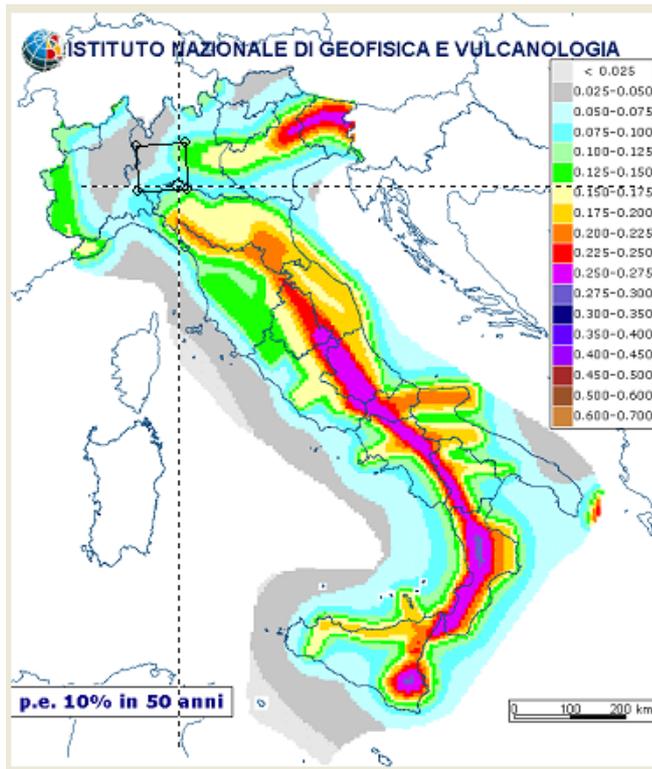
T_c^* → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

I parametri sismici di riferimento sono pertanto:

$$a_g = 0.099 \text{ g}$$

$$F_0 = 2.5570$$

$$T_c^* = 0.300 \text{ s}$$



Vertici della maglia elementare

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza [km]
13598	9.592	45.172	4.580
13599	9.663	45.174	1.108
13377	9.660	45.224	5.158
13376	9.589	45.222	6.817

Coordinate geografiche

Località:

Longitudine: Latitudine:

Parametri per le forme spettrali

	Pver	Tr	ag [g]	Fo	T*c
SLO	81	60	0.037	2.570	0.230
SLD	63	101	0.046	2.540	0.260
SLV	10	949	0.099	2.550	0.300
SLC	5	1950	0.125	2.540	0.310

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Vita Vn [anni] Coeff. uso Cu Periodo Vr [anni]

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (NT § 7.11.6). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Il sottosuolo su cui insiste l'opera può essere inserito nella categoria " C ".

Essendo lo scatolare una struttura che non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m , assume il valore: $\beta_m=1$

Come riportato nella Relazione Sismica di cui sopra, si ottengono i seguenti parametri:

$$S_S(\text{SLV})=1.7-0.6 \cdot F_0 \cdot a_g/g = 1.55 \text{ con } 1.00 \leq S_S \leq 1.50$$

Risulta pertanto che:

Categoria del suolo = C

$S =$ coefficiente di categoria di sottosuolo = $S_S \cdot S_T$

$S_S =$ coefficiente di amplificazione stratigrafica = 1.50

$S_T =$ coefficiente di amplificazione topografica = 1.00

Da cui:

$a_{\max} =$ accelerazione massima al suolo per opere permanenti = $0.099 \cdot 1.50 = 0.149g$

Il calcolo della spinta viene svolto con riferimento ai seguenti coefficienti sismici:

$$k_h = \frac{\beta_m a_{g\max}}{g} \quad k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove:

$k_h =$ coefficiente sismico orizzontale

$k_v =$ coefficiente sismico verticale

$\beta_m =$ coefficiente riduttivo = 1

Nel caso presente si ricava dunque

$k_h = 0.149$

$k_v = 0.075$

Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti (NTC2008 par. 7.11.6.2.1 e EC8-5 par.7.3.2.1), sono calcolate in regime di spinta a riposo, condizione che comporta il calcolo delle spinte in condizione sismica non con la formula di cui sopra (k_h ; k_v), ma con l'incremento dinamico di spinta del terreno calcolato secondo la formula di Wood: $\Delta P_d = S \cdot a_g/g \cdot \gamma \cdot h_{\text{tot}}^2$



Il punto di applicazione della spinta che interessa lo scatolare è posto $h_{scat}/2$, con “ h_{tot} ” altezza dal piano stradale alla fondazione dello scatolare e h_{scat} l'altezza dello scatolare.

Essendo “ ΔP_d ” la risultante globale, ed il diagramma di spinta di tipo rettangolare, è immediato ricavare la quota parte della spinta che agisce sul piedritto dello scatolare.

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

3.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle NTC2008.

3.2.1 Combinazioni per la verifica allo SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Trattandosi di opere interrato, le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale “Approccio 2”, utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni.

Approccio 2 → (A1+M1+R1)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	M ₁	M ₂
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1	1.25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1	1.25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1	1

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri del terreno

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO γ_F	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanente	favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevole		1.1	1.35	1.0
Permanente non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0.0(0.9)	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5 (1.1)	1.35	1.0/1.3
Variabili da traffico	favorevole	γ_Q	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.35	1.35	1.15
Variabili	favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.30

Tabella 6.2.I/5.1.V - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni



VERIFICA	COEFF. PARZIALE (R1)	COEFF. PARZIALE (R2)	COEFF. PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R=1.0$	$\gamma_R=1.8$	$\gamma_R=2.3$
Scorrimento	$\gamma_R=1.0$	$\gamma_R=1.1$	$\gamma_R=1.1$

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per la resistenza del sistema

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\begin{aligned} \text{STR}) &\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} && \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k') \\ \text{GEO}) &\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} && \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k') \end{aligned}$$

3.2.2 Combinazioni per la verifica allo SLE

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione/ stato tensionale) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\begin{aligned} \text{Frequente}) &\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} && \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k') \\ \text{Quasi permanente}) &\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} && \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k') \\ \text{Rara}) &\Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} && \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k') \end{aligned}$$

3.2.3 Combinazioni per la condizione sismica

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti:

$$\begin{aligned} \text{STR}) &\Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} && \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k') \\ \text{GEO}) &\Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} && \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k') \end{aligned}$$

Le verifiche agli stati limite ultimi § 7.11.1 (NTC) devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nel Cap. 6.

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

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori del coefficiente ψ_{2i} sono quelli riportati nella tabella 5.1.VI e § 2.5.I della norma; la stessa propone nel caso di ponti, e più in generale per opere stradali, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2i} = 0.2$ (condizione cautelativa).

Data la natura dell'opera in progetto, così come previsto dalla norma, si può assumere $\psi_{2i} = 0$.



4 MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali.

4.1 Calcestruzzo per magrone

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.

4.2 Calcestruzzo per opere strutturali

Per la realizzazione della fondazioni e delle elevazioni dello scatolare, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 35 N/mm² che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 29.05$ N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 16.46$ N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 16.80$ N/mm ²
Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.83$ N/mm ²
Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.981$ N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.321$ N/mm ²
Resistenza a compressione (comb. Rara)	→	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 16.80$ N/mm ²
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	→	$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 13.07$ N/mm ²



4.3 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	≥ 450 MPa
Limite di rottura f_t	≥ 540 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 $f_{y \text{ misurato}}/f_{y \text{ nom}}$	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	→	$f_{yk} \geq$	450	N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	→	$f_{tk} \geq$	540	N/mm ²
Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara)	→	$\sigma_c = 0.80 \cdot f_{yk} =$	360.00	N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	→	$\gamma_s = 1.15$		
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30	N/mm ²

4.4 Durabilità e prescrizioni sui materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

<u>Fondazione</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC2
<u>Elevazione</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC4-XD1-XF1

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

Tabella 4.1.III: Descrizione delle condizioni ambientali

Le fondazioni dei muri si trovano in condizioni ambientali *Ordinarie*, le elevazioni in condizioni *Aggressive*. Nella tabella 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 4.1.IV: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

In grigio chiaro sono indicate gli stati limite di fessurazione da utilizzare per le verifiche delle fondazioni in grigio scuro sono indicati quelli per le elevazioni.



4.5 Copriferro minimo e copriferro nominale

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h . Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + h$.

La tolleranza di posizionamento delle armature h , per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari ad almeno 5 mm. Considerata la Classe di esposizione ambientale dell'opera, si adotta un copriferro minimo pari a 35mm, pertanto $c_{nom} = \mathbf{40\text{ mm}}$, **valore valido per tutte le parti di struttura.**



5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

5.1 Coefficienti parziali

Per le sole analisi allo stato limite ultimo i parametri geotecnici “di progetto” vengono definiti a partire dai parametri “caratteristici” applicando i coefficienti parziali (γ_M) di cui ai paragrafi 6.2.3.1.2 delle NTC2008, con particolare riferimento alla tabella 6.2.II, secondo le espressioni seguenti:

$$\tan(\phi_d) = \tan(\phi_k) / \gamma_{M1}$$

$$c'_d = c'_k / \gamma_{M2}$$

$$c_u = c_{uk} / \gamma_{M3}$$

$$\sigma_{c_u} = \sigma_{ck} / \gamma_{M4}$$

con:

ϕ_k = valore caratteristico dell'angolo d'attrito del terreno di fondazione;

c'_k = valore caratteristico della coesione efficace del terreno di fondazione;

c_{uk} = valore caratteristico della coesione non drenata del terreno di fondazione;

σ_{ck} = valore caratteristico della resistenza a compressione della roccia;

$\gamma_{M,i}$ = valore coefficienti parziali sulla resistenza ($\gamma_{M1} = 1.25$; $\gamma_{M2} = 1.25$; $\gamma_{M3} = 1.40$; $\gamma_{M4} = 1.40$)

5.2 Caratterizzazione geotecnica e stratigrafica

5.2.1 Rilevato

Si tiene conto dei seguenti parametri di calcolo:

Peso specifico: $\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$

Angolo di attrito interno: $\phi' \geq 35^\circ$

Coesione efficace: $c' = 0 \text{ kPa}$

5.2.2 Terreno di riempimento a tergo del tombino

Peso specifico terreno: $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$

Angolo di attrito interno: $\phi' \geq 35^\circ$

Coesione efficace: $c' = 0 \text{ kPa}$

5.2.3 Terreno in sito

I parametri di resistenza al taglio sono stati definiti in accordo con quanto esposto nella *Relazione Geotecnica*, in corrispondenza del sondaggio CPT06_07 – S5_97 di cui alla tabella n.3.1.

Si rammenta che tali valori devono essere intesi come:

- “*parametri di progetto*”, per le verifiche a fattore di sicurezza globale ai sensi della normativa previgente e in particolare ai sensi del DM 11.03.88
- “*parametri caratteristici*” per le verifiche agli stati limite, ai sensi degli Eurocodici 7 e 8, nonché della O.P.C.M. 3274 e successive modifiche.



Caratteristiche geotecniche (m profondità piano campagna):

0.00 – 6.00	Terreno mediamente addensato	Nspt=15	Rp=20 – 30 Kg/cm ²
6.00 – 9.00	Terreno debolmente addensato	Nspt=4	Rp=14 – 20 Kg/cm ²
9.00 – 20.00	Terreno mediamente addensato	Nspt=10 – 15	

Nspt	Rp Kg/cm ²	$\Phi(^{\circ})$	Es (KPa)	Dr (%)	Tipo di terreno
Da 1 a 3		22 - 24	2500 - 3000	<30	Terreno molto sciolto- sabbia fine limosa – argilla molle e torba
Da 4 a 6	15 - 25	25	4500 - 5500	30	Terreno sciolto – sabbia fine con limo – limo sabbioso – argilla molle
Da 7 a 10		30	9000 - 12000	40 - 45	Terreno debolmente addensato
Da 11 a 25	> 40	35 – 38	9000 – 12000	50 - 55	Terreno mediamente addensato
>25		38 – 42	25000	65 – 70	Terreno molto addensato – sabbia fine con ghiaia – sabbia debolmente cementata – sabbia media

Tabella 3.1 – Parametri di resistenza al taglio caratteristici

Nelle verifiche è stato prudenzialmente assunto il valore del coefficiente di sottofondo $k = 100'000$ kPa/m.



6 MODELLO DI CALCOLO

La geometria dello scatolare è riportata in figura 4-1.

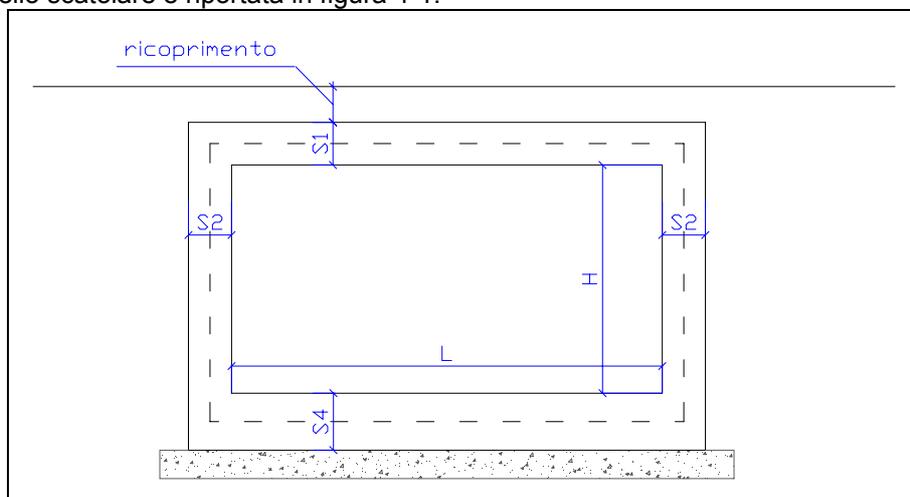


Figura 4-1 – Geometria della struttura

L =	11.50 m
H =	6.50 m
S1 =	1.00 m
S2 =	1.00 m
S4 =	1.20 m
Ricoprimento =	0.35 m

Il calcolo dello scatolare viene condotto con il programma PRO_SAP (prodotto dalla 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l. P.tta Schiatti 8/b 44100 Ferrara) Ver. 7.3.0.
Licenza d'uso n. dsi2850

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- Elemento tipo BEAM (trave)
- Elemento tipo BOUNDARY (molla)
- Elemento tipo STIFFNESS (matrice di rigidezza)

Il codice di calcolo adottato è ALGOR SUPERSAP prodotto dalla ALGOR INTERACTIVE SYSTEMS, Inc. Pittsburgh, PA, USA.

Il programma SUPERSAP applica il metodo degli elementi finiti a strutture di forma qualunque, diversamente caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare delle stesse.

Si sottolinea che il solutore ALGOR SUPERSAP è stato sottoposto, con esito positivo e relativa certificazione, ai test NAFEMS (test di confronto della National Agency for Finite Element Methods and Standards in Inghilterra).

Inoltre, il solutore ALGOR SUPERSAP è soggetto ad attività di controllo ai sensi della QA (quality assurance), condizione essenziale per l'utilizzo dei codici di calcolo nell'ambito della progettazione nucleare ed off-shore.

6.1 Modellazione adottata

Si è assunto lo schema statico di telaio chiuso.

Lo schema statico assunto per la modellazione è quello costituito da una soletta di fondazione a cui sono vincolati alle estremità con un vincolo di incastro i piedritti verticali. La soletta orizzontale superiore risulta essere incastrata alle estremità sui piedritti.



L'asta 21-16-15-23 rappresenta la platea di fondazione, le aste 16-10 e 15-8 rappresentano i piedritti del tombino e l'asta 10-8 rappresenta la soletta superiore.

Lo schema statico della struttura e la relativa numerazione dei nodi e delle aste è riportato nella figura 4-2.

La soletta superiore, così come i piedritti laterali e la platea di fondazione hanno uno spessore di 0.60m.

Ai fini della modellazione, del calcolo e delle verifiche strutturali sono stati considerati elementi di larghezza unitaria pari ad 1m.

La struttura viene schematizzata attraverso un modello analitico agli elementi finiti. Si è assunto lo schema statico di telaio chiuso. La mesh è composta da 68 beam elements e da 67 nodi; l'output di calcolo viene raccolto nell'allegato.

L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici.

Il suolo viene modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler.

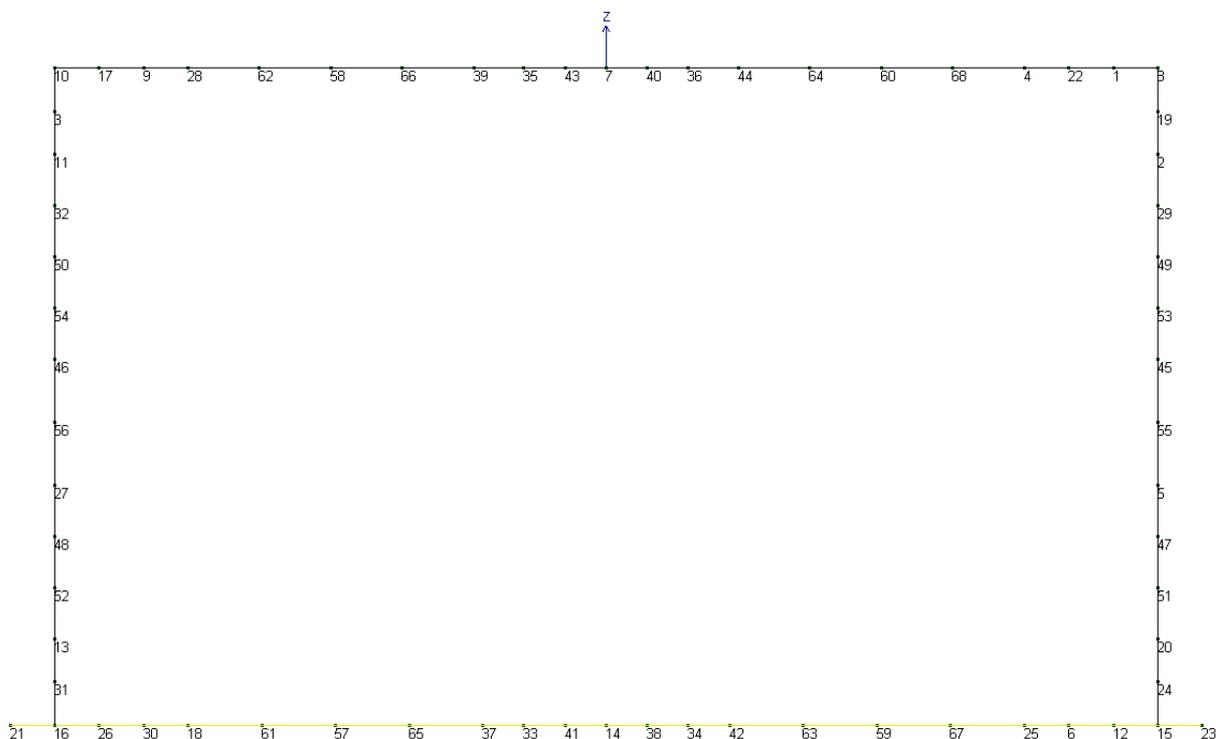


Figura 4-2 – Geometria della struttura



7 ANALISI DEI CARICHI

7.1 Peso proprio G_{k1}

Il peso proprio della struttura è calcolato in automatico dal codice di calcolo

7.2 Carichi permanenti portati G_{k2}

$g_{k2} = \gamma_2 h_2$ pavimentazione stradale, marciapiedi, etc.

$\gamma_2 = 25 \text{ kN/m}^3$ (peso medio pavimentazione)

$h_2' = 35 \text{ cm}$ (spessore pacchetto di pavimentazione)

risulta quindi:

$g_{k2}' = 8.75 \text{ kPa}$

$\gamma_1 = 18 \text{ kN/m}^3$ (peso rilevato stradale)

$h_2'' = 0 \text{ m}$ (spessore rilevato stradale)

risulta quindi:

$g_{k2}'' = 0 \text{ kPa}$

pertanto: $G_{k2} = g_{k2}' + g_{k2}'' = 8.75 \text{ kPa}$

7.3 Spinta del terreno

7.3.1 Spinta in condizioni statiche G_{k3}

Si assume che la tipologia dell'opera sia tale da non consentire deformazioni tali da instaurare un regime di spinte attive e pertanto verranno considerate solamente spinte "a riposo" del terreno, da calcolarsi come segue (con ovvio significato dei simboli):

$g_{k3} = g_{k2} k_0 + k_0 \gamma_1 h_1$

Il coefficiente di spinta a riposo (k_0) viene valutato ricorrendo sulla teoria di Coulomb e riferita a superfici di rottura piane. In questo caso l'approssimazione (rispetto a quanto si sarebbe ottenuto considerando superfici di rottura di geometria complessa) risulta molto contenuta e a favore di sicurezza.

$k_0 = 1 - \sin(\varphi) = 0.426$

Approccio 2 (A1+M1+R3) cmb SLU STR

M1=1.00

$\varphi = \text{angolo d'attrito del terreno laterali di riempimento} = 35^\circ$

da cui si ricavano i valori della spinta in corrispondenza della sommità tubo e alla base del tubo:

$g_{k3.1\text{somm}} = 0.426 * 8.75 = 3.73 \text{ kPa}$

$g_{k3.1\text{base}} = 3.73 + 0.426 * 18 * 6.65 = 54.72 \text{ kPa}$

7.3.2 Spinta in condizioni sismiche E_{st}

In accordo con le NTC2008 (cfr. par. 7.11.6.2.1) l'analisi della sicurezza in condizioni sismiche viene eseguita mediante il metodo pseudostatico.

L'analisi pseudostatica si effettua mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo comprende l'opera di sostegno, il cuneo di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto (in questo caso trascurabili).

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

7.3.2.1 FORZE INERZIALI (E_{sh})

Sono calcolate in automatico dal programma di calcolo utilizzato

7.3.2.2 SPINTA DEL TERRENO (E_{st})

La quota parte della spinta sismica viene valutata, poiché ci troviamo in una situazione di spostamenti impediti ovvero deformazioni molto contenute tali da potere assumere che il terreno si trovi in fase elastica sia in condizioni statiche che durante il sisma, con la teoria di Wood (1973):



$$\Delta P_d = \frac{a_g}{g} \cdot \gamma \cdot S \cdot (Hs + Hr) \cdot Hs = a_{\max} \cdot \gamma \cdot (Hs + Hr) \cdot Hs$$

dove

Hs= altezza scatolare =6.65m

Hr=altezza ricoprimento =0.35m

Il punto di applicazione dell'azione si trova a metà altezza del muro, il che equivale ad applicare una pressione uniforme pari a:

$$E_{st} = a_{\max} \cdot \gamma \cdot (Hs + Hr)$$

In corrispondenza della sommità e del piede scatolare la spinta sismica, riferita ad elementi di larghezza unitaria, vale quindi:

$$E_{st} = 18.77 \text{ kPa}$$

7.4 Carico mobile verticale Q_{k1}

Con riferimento alle norme vigenti (vedi paragrafo 5.1.3 del D.M. 14-01-2008, paragrafo 4.3 e 4.4 di EN 1991-2_2005) come azioni variabili da traffico gravante sulla soletta superiore si assume lo schema di carico 1. Il carico di normativa applicato è il $Q_{1,k}$, ossia il mezzo convenzionale da 600kN a due assi da 300 kN ognuno (carico tandem), con interasse di 1,20m lungo il senso di marcia e di larghezza 2,40m (comprese le dimensioni delle impronte) e il carico ripartito $q_{1,k}$ da 9kN/m².

Tale carico viene posizionato ortogonalmente all'asse del tombino e considerato ripartito, sia in direzione longitudinale che trasversale, con una angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale, e 45° sino al piano medio della soletta superiore.

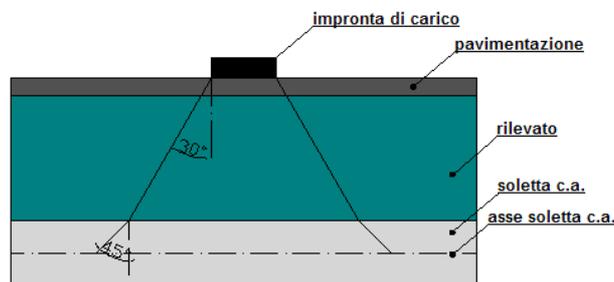


Figura 1 – Diffusione impronta di carico

In direzione trasversale, quale base collaborante viene considerato un valore pari alla larghezza di ingombro dello schema di carico carico uguale a 2,40m aumentata dello spessore di diffusione del carico.

Limitando la diffusione del carico lato seconda colonna di carico a 0,30m (come in Fig.2) la larghezza di diffusione trasversale diventa:

$$B_T = 2,40 + 0,3 + (0,35 \cdot \text{tg}30^\circ + 1,00/2) = \mathbf{3,44m}$$

Ingombro longitudinale:

$$L_L = 1,60 + 2 * (0,35 \cdot \text{tg}30^\circ + 1,00/2) = \mathbf{3,00m}$$

Carico medio uniforme:

$$Q_{1k,dis} = 600 / (3,30 * 3,00) = \mathbf{60,61kN/m^2}$$

Carico ripartito:

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

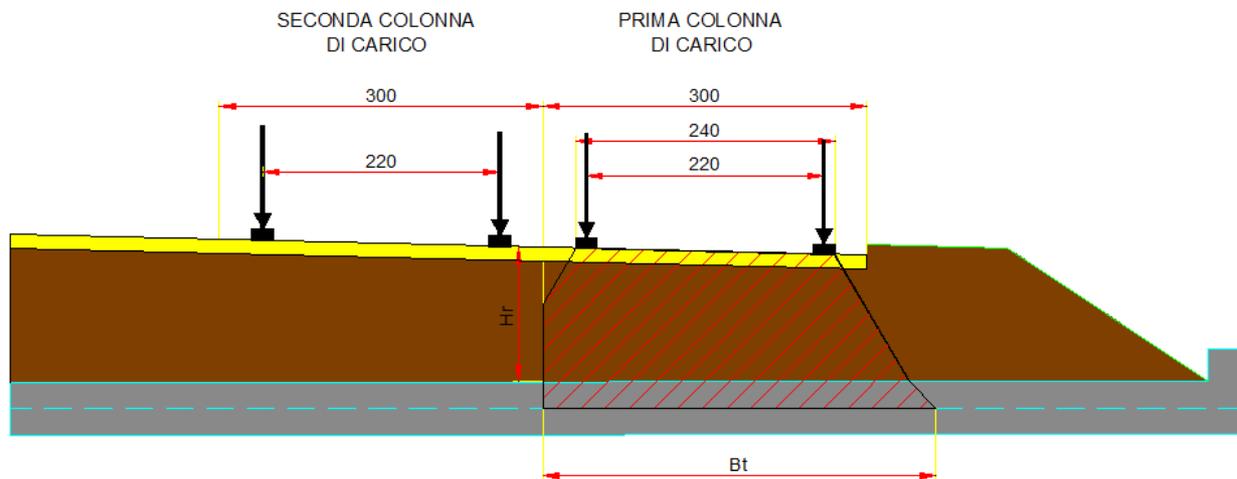


Figura 2 – Diffusione trasversale del carico mobile

Si prevede una condizione di carico con $Q_{1k,dis}$ centrato sulla soletta superiore e una condizione di carico con $Q_{1k,dis}$ eccentrico (a filo piedritto) sulla soletta superiore.

Come carico accidentale gravante sulla soletta superiore, si ipotizza anche il caso in cui l'intera soletta sia gravata da un carico distribuito di intensità pari a 20 kN/m^2 .

7.4.1 Spinta del sovraccarico sul rilevato Q_{k2}

Lateralmente la diffusione è triangolare (ossia massima in sommità e minima al piede del tombino) con un fattore pari al coefficiente di spinta a riposo k_0 , e vale quindi:

Approccio 2 (A1+M1+R3)

$$Q_{k2,1sommità} = k_0 q_v = 0.426 \cdot (600 / (3.30 \cdot 3.00)) = 25.56 \text{ kPa}$$

$$Q_{k2,1base} = k_0 q_v = 0.426 \cdot (600 / (3.30 \cdot (3.00 + 6.65))) = 8.03 \text{ kPa}$$

7.4.2 Azione longitudinale di frenamento: Q_{k3}

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 (cfr. 5.1.3.5 NTC2008) ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \cdot (2Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_l \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

per i ponti di 1a categoria essendo w_l la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata, per cui si ottiene:

$$\text{Carico frenante} \quad q_3 = 0,60 \cdot 2 \cdot 300 + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_l \cdot L = 387 \text{ kN}$$

L'azione di cui sopra, viene distribuita sulla soletta superiore dello scatolare; il valore della frenatura equivalente da applicare alla soletta di larghezza unitaria, si ottiene distribuendo il valore del carico frenante alla lunghezza totale del tombino con la seguente relazione:

$$q_{3,dis} = 387 / 30.60 = 12.65 \text{ kN/m}$$

7.5 Carichi da azioni termiche: Q_t

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme sulla soletta superiore di:

$$Q_{T1} = +10^\circ \text{C}$$

$$Q_{T2} = -10^\circ \text{C}$$



ed un salto termico di 5°C, analizzando i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa, con andamento lineare nello spessore della soletta superiore, ovvero:

$Q_{T3} = +5^\circ\text{C}$ intradosso più caldo dell'estradosso

$Q_{T4} = -5^\circ\text{C}$ estradosso più caldo dell' intradosso

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume: $\alpha = 10 \cdot 10^{-6} = 0.00001 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

7.6 Carichi generici

G_{k1}	peso proprio (calcolate automaticamente dal codice di calcolo)		
G_{k2}	carichi permanenti portati	=	8.75kPa
$G_{k3.1}$	spinta del terreno in condizioni statiche		
	Approccio 2	$g_{k3.1 \text{ somm}}$	= 3.73kPa
		$g_{k3.1 \text{ base}}$	= 54.72kPa
E_S	azione sismica		
	E_{Sh} ; E_{Sv} forze inerziali sismiche (calcolate automaticamente dal codice di calcolo)		
	E_{St} sovraspinta sismica del terreno	=	18.77kPa
Q_{k1}	carico da traffico distribuito		
	Q_{k1dis} carico tandem distribuito su L_L	=	60.61kN/m ²
	q_{k1dis} carico stradale distribuito	=	9.00kN/m ²
$Q_{k2.1}$	spinta del sovraccarico sul rilevato		
	Approccio 2	$q_{k2.1 \text{ sommità}}$	= 25.56kPa
		$q_{k2.1 \text{ base}}$	= 8.03kPa
Q_{k3}	azione longitudinale di frenamento	=	12.65kN/m
Q_t	carichi da azione termica		
	Q_{t1} variazione termica uniforme	=	+10°C
	Q_{t2} variazione termica uniforme	=	-10°C
	Q_{t3} variazione termica a farfalla	=	+5 °C
	Q_{t4} variazione termica a farfalla	=	-5 °C



7.7 Casi di carico

Tipo	Sigla Id
Ggk 1	CDC 1: peso proprio della struttura
Gk 2	CDC 2: carichi permanenti portati
Gk 3	CDC 3: spinta terreno statico app.1 cmb.1
Est	CDC 4: sovrappinta sismica del terreno
Qk 1.1	CDC 5: carico da traffico in mezzeria
Qk 1.2	CDC 6: carico stradale a filo piedritto
Qk 1.3	CDC 7: carico stradale a filo piedritto
Qk 2	CDC 8: spinta del sovraccarico sul rilevato
Qk 3	CDC 9: azione di frenamento
Esh	CDC 10: sisma x+

7.8 Verifiche agli SLU

Le combinazioni di carico da considerare per le verifiche agli SLU sono quelle che si ottengono applicando i coefficienti riportati nella tabella 5.5. La combinazione fondamentale per gli SLU è definita al par 2.5.3 delle

NTC2008 come: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

La tabella 5.5 corrisponde alla Tabella 5.2.V delle NTC2008.

		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	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	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 5.5 Combinazioni delle azioni per le verifiche agli SLU



7.9 Verifiche agli SLE

Per gli stati limite di servizio vengono prese in considerazione le combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti, applicando ai valori caratteristici delle azioni variabili i coefficienti di combinazione definiti nella successiva tabella 5.6.

In forma convenzionale, le combinazioni richiamate sono espresse nel modo seguente:

- a) combinazioni rare $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
- b) combinazioni frequenti $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- c) combinazioni quasi permanenti $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

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
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_s	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_s	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

Tabella 5.6 Coefficienti parziali per le verifiche agli SLE

Cmb	Tipo	Sigla Id	Ggk 1	Gk 2	Gk 3	Est	Qk 1.1	Qk 1.2	Qk 1.2	Qk 2	Qk 3	Esh
1	SLU	SLU STR 01	1,35	1,35	1,35	0	0	0	0	0	0	0
2	SLU	SLU STR 02	1,35	1,35	1,35	0	1,35	0	0	0	0	0
3	SLU	SLU STR 03	1,35	1,35	1,35	0	0	1,35	0	1,35	0	0
4	SLU	SLU STR 04	1,35	1,35	1,35	0	1	0	0	0	1,35	0
5	SLU	SLU STR 05	1,35	1,35	1,35	0	0	1	0	1	1,35	0
6	SLU	SLU STR 06	1,35	1,35	1,35	0	0	0	1,35	1,35	0	0
7	SLU	SISMA X+	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1
8	SLE	SLE RARA 01	1	1	1	0	1	0	0	0	0,75	0
9	SLE	SLE RARA 02	1	1	1	0	0	1	1	1	0,75	0
10	SLE	SLE FREQUENTE 01	1	1	1	0	0,75	0	0	0	0	0
11	SLE	SLE FREQUENTE 02	1	1	1	0	0	0,75	0	0,75	0	0
12	SLE	SLE QUASI PERMANENTE	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0

Tabella 5.7 Combinazioni adottate nei calcoli



8 VERIFICHE GEOTECNICHE

8.1 Calcolo della portata limite

Le espressioni di Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano a secondo il terreno sia puramente coesivo ($\phi=0$) o meno e si esprimono nel modo seguente:

Caso generale

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

in cui d_c, d_q, d_γ , sono i fattori di profondità; s_c, s_q, s_γ , sono i fattori di forma; i_c, i_q, i_γ , sono i fattori di inclinazione del carico; b_c, b_q, b_γ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa; g_c, g_q, g_γ , sono i fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori N_c, N_q, N_γ sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$$

L'espressione dei vari fattori che compaiono nella espressione del carico ultimo sono:

Fattori di forma

per $\phi=0$ $s_c = 0.2 \cdot B / L$

per $\phi>0$ $s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan \Phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

Fattori di profondità

Si definisce il parametro k come

$$k = D / B \quad \text{se } D/B \leq 1$$

$$k = \arctg(D / B) \quad \text{se } D/B > 1$$

I vari coefficienti si esprimono come

per $\phi=0$ $d_c = 0.4k$

per $\phi>0$ $d_c = 1 + 0.4k$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$$

$$d_\gamma = 1$$

Fattori di inclinazione del carico

Indichiamo con V e H le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con A_f l'area efficace della fondazione ottenuta come $A_f = B' \cdot L'$ (B' e L' sono legate alle dimensioni effettive della fondazione B, L e all'eccentricità del carico e_B, e_L dalle relazioni $B' = B - 2e_B$ $L' = L - 2e_L$) e con η l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ($\eta=0$ per fondazione orizzontale).

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

per $\phi = 0$ $i_c = 1/2 \cdot (1 - \sqrt{1 - H / A_f c_a})$

per $\phi > 0$ $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f c_a \cot g \Phi} \right)^5$$

per $\eta = 0$ $i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f c_a \cot g \Phi} \right)^5$



$$\text{per } \eta > 0 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ)H}{V + A_f c_a \cot g\Phi} \right)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$$\text{per } \phi=0 \quad b_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = e^{-2.7\eta\text{tg}\phi}$$

$$b_\gamma = e^{-2.7\eta\text{tg}\phi}$$

Fattori di inclinazione del terreno

Indicando con β la pendenza del pendio i fattori g si ottengono dalle espressioni seguenti:

$$\text{per } \phi=0 \quad g_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5\text{tg}\beta)^\circ$$

Per poter applicare la formula di Hansen devono risultare verificate le seguenti condizioni:

$$H < V\text{tg}\delta + A_f c_a$$

$$\beta \leq \phi$$

$$i_q, i_\gamma > 0$$

$$\beta + \eta \leq 90^\circ$$

Le formule utilizzate si riferiscono alla fondazione efficace equivalente ovvero quella fondazione rispetto alla quale il carico verticale N risulta centrato; la fondazione equivalente è caratterizzata dalle dimensioni B' e L' .



Geometria fondazione

Larghezza fondazione

$$B = 11,50 \text{ [m]}$$

Lunghezza fondazione (nel senso della profondità)

$$L = 1,00 \text{ [m]}$$

Profondità piano di posa

$$D = 4,50 \text{ [m]}$$

Inclinazione piano di posa fondazione

$$\omega = 0,00^\circ$$

Presenza di falda

VERO

Terreno di fondazione

Peso specifico

$$\gamma_{\text{tbase}} = 19,00 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

Peso specifico efficace

$$\gamma'_{\text{tbase}} = 9,00 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

Ang. attrito interno (in cond. drenate)

$$\phi'_{\text{tbase}} = 20,00$$

Coesione non drenata

$$c_{\text{ubase}} = 0,00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Coesione drenata

$$c'_{\text{base}} = 0,00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Drained

$$N_c = 14,83$$

$$N_q = 6,40$$

$$N_\gamma = 2,95$$

$$s_c = 3,912$$

$$s_q = 3,457$$

$$s_\gamma = 0,941$$

$$d_c = 1,267$$

$$d_q = 1,210$$

$$i_c = 1,000$$

$$i_q = 1,000$$

$$i_\gamma = 1,000$$

$$b_c = 1,000$$

$$b_q = 1,000$$

$$b_\gamma = 1,000$$

$$g_c = 1,000$$

$$g_q = 1,000$$

$$g_\gamma = 1,000$$

Capacità portante limite

$$Q_{\text{lim}} = 1168,39 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Approccio 2

2.3

Capacità portante SLU

$$\sigma_{\text{tSLU}} = 507,99 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$



8.2 Verifica in condizioni statiche

Le verifiche vengono svolte seguendo l'Approccio 1 come indicato nel par. 6.4.2.1 delle NTC2008:

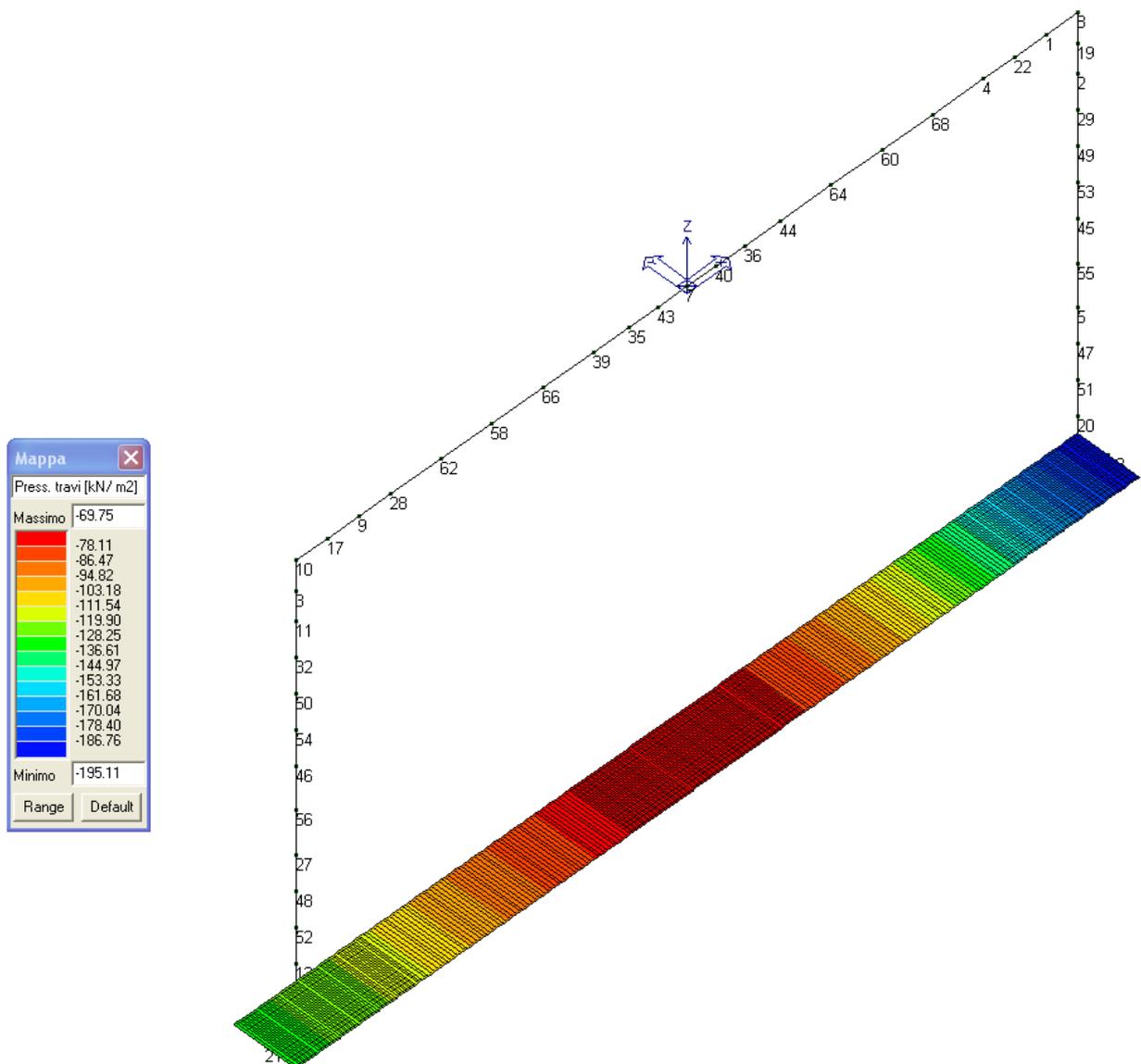
Approccio 2 → (A1+M1+R3)

in particolare per le verifiche di capacità portante si adotta la combinazione 2 che fornisce i risultati più conservativi, dove:

A1: coefficienti parziali per le azioni (combinazione SLU STR)

M1: coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno ($\gamma_\phi = 1.00$; $\gamma_c = 1.00$; $\gamma_{cu} = 1.00$; $\gamma_\gamma = 1.00$)

R3: coefficiente parziale capacità portante ($\gamma_R = 2.30$)



Il confronto con tra le pressioni di contatto tra terreno e platea di fondazione porta ad un valore massimo pari a 195.11kN/mq che risulta inferiore al valore della portata σ_{tSLU} .



8.3 Verifica in condizioni sismiche

Per la valutazione della capacità portante in fase sismica si mettono in conto gli effetti inerziali attraverso la formulazione di Polucci e Pecker (1997):

$$q_{lim,e} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c z_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q z_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma z_\gamma$$

$$z_q = z_\gamma = \left(1 - \frac{k_h}{tg\varphi}\right)^{0.35} \quad z_c = 1 - 0.32k_h$$

nel caso in esame, essendo il terreno incoerente, il termine relativo alla coesione si annulla, pertanto si ottiene

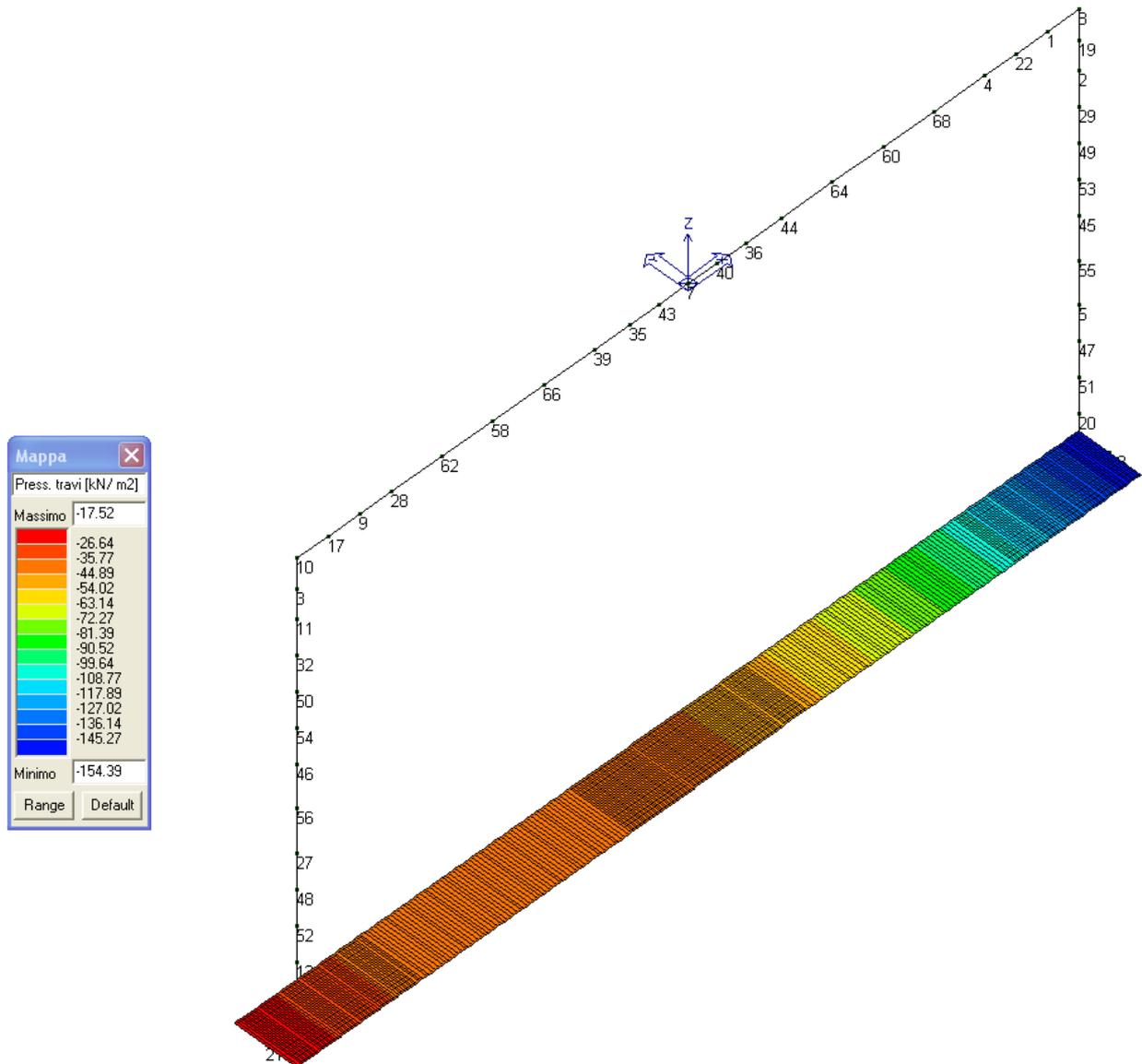
$$q_{lim,e} = \left(1 - \frac{k_h}{tg\varphi}\right)^{0.35} \cdot q_{lim}$$

dove:

$$k_h = \text{coefficiente sismico orizzontale} = 0.149$$

$$tg\varphi = tg 20^\circ = 0.36$$

pertanto si ottiene $\left(1 - \frac{k_h}{tg\varphi}\right)^{0.35} = 0.83$ da cui $q_{lim,e} = 422.50 kN / m^2$



Il confronto con tra le pressioni di contatto tra terreno e platea di fondazione in fase sismica porta ad un valore massimo pari a 154.39kN/mq che risulta inferiore al valore della portata $q_{lim.e}$.

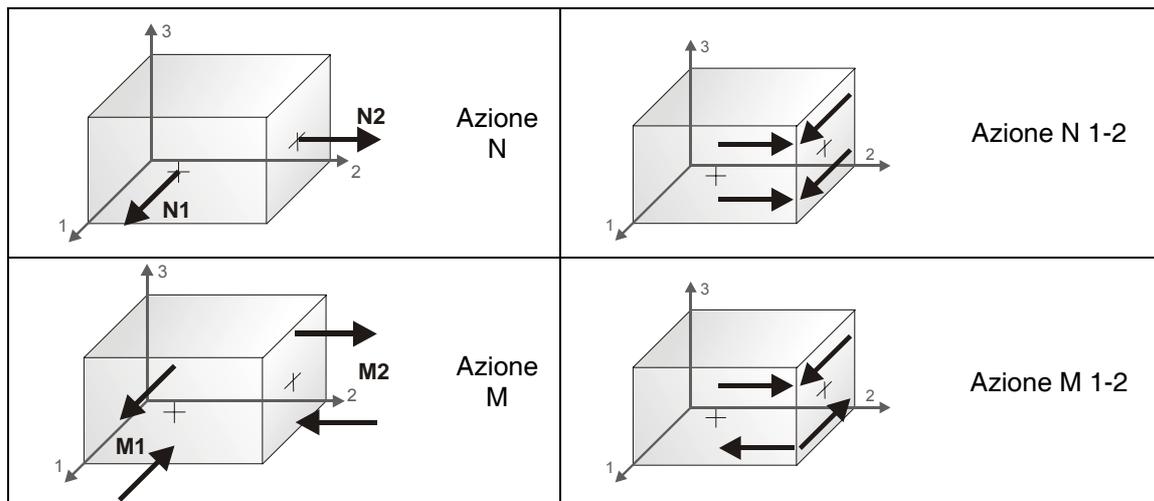


9 VERIFICHE STRUTTURALI

9.1 Sollecitazioni

Si riportano nel seguito alcuni diagrammi dei massimi valori delle principali sollecitazioni agenti sulla struttura. I valori di tutte le singole sollecitazioni agenti nelle varie combinazioni di carico, e sui vari elementi strutturali del sottovia, così come i loro involuipi dei massimi valori, sono riportate nei tabulati presenti negli allegati al piede della presente nota di calcolo.

I diagrammi sono riferiti a sistemi di riferimento locali associati ad ogni singolo elemento, orientati come indicato nella figura seguente.

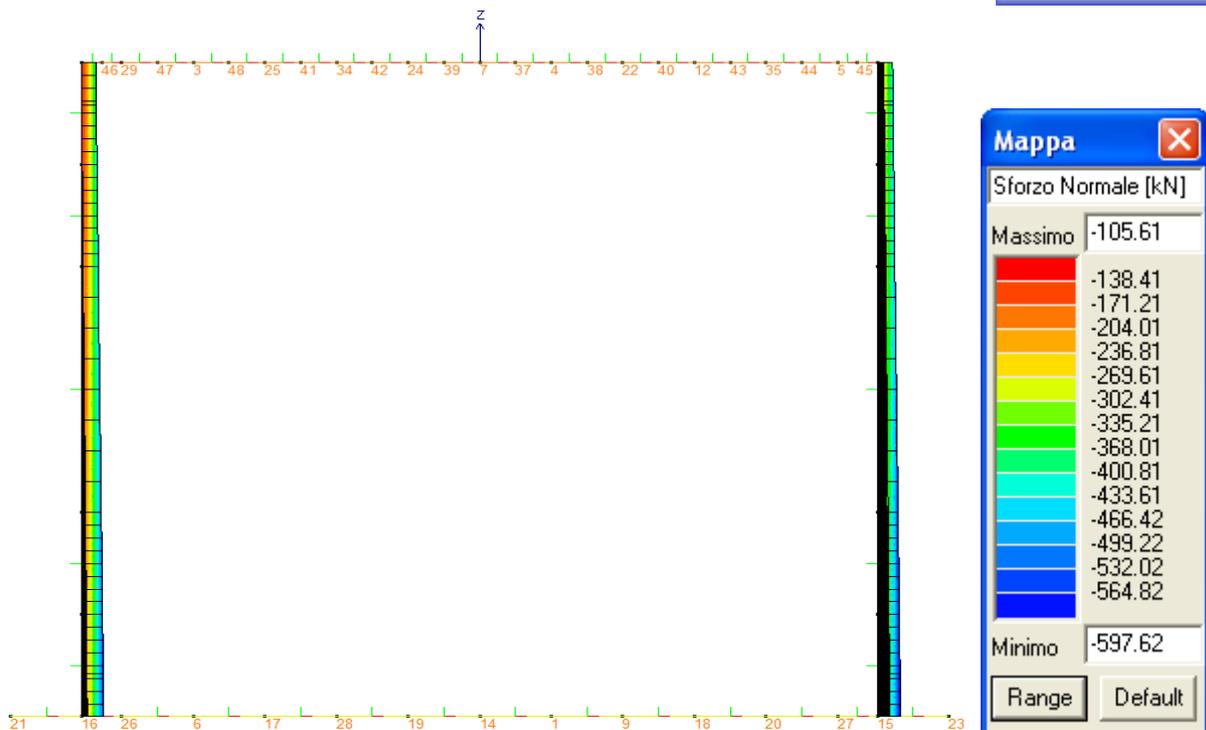
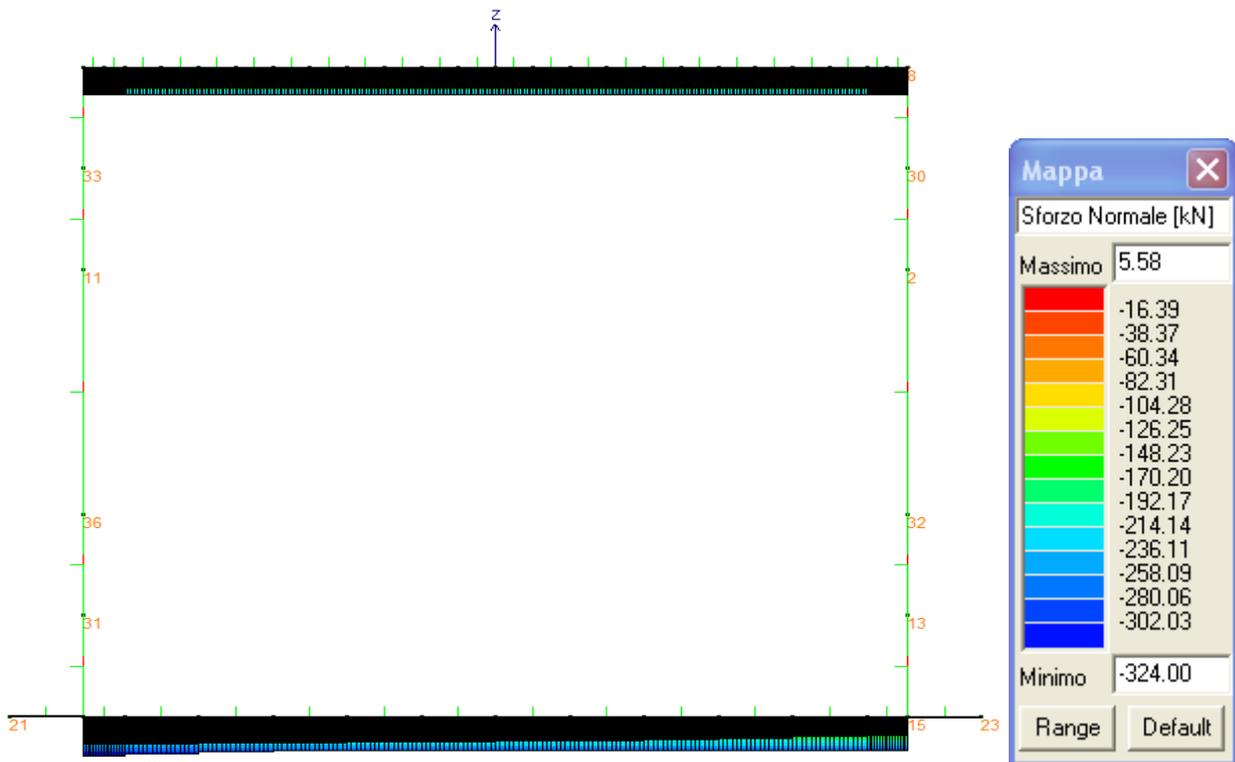


Il controllo dei risultati relativi alle azioni e tensioni negli elementi D2 avviene mediante diagrammi e mappe di colore. Ad ogni trave, pilastro, asta corrisponde un diagramma o una rappresentazione cromatica a cui è associata una legenda che riporta i valori numerici delle azioni o tensioni, in unità di misura congruenti a quelle utilizzate in fase di modellazione.



9.1.1 Involuppo Sforzo normale

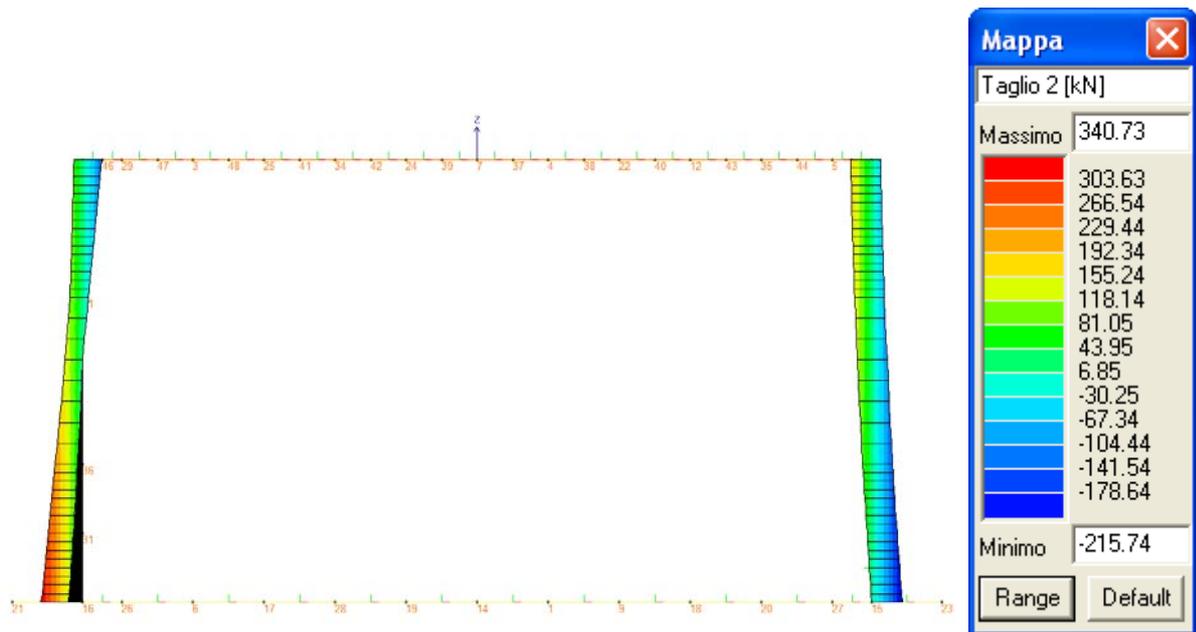
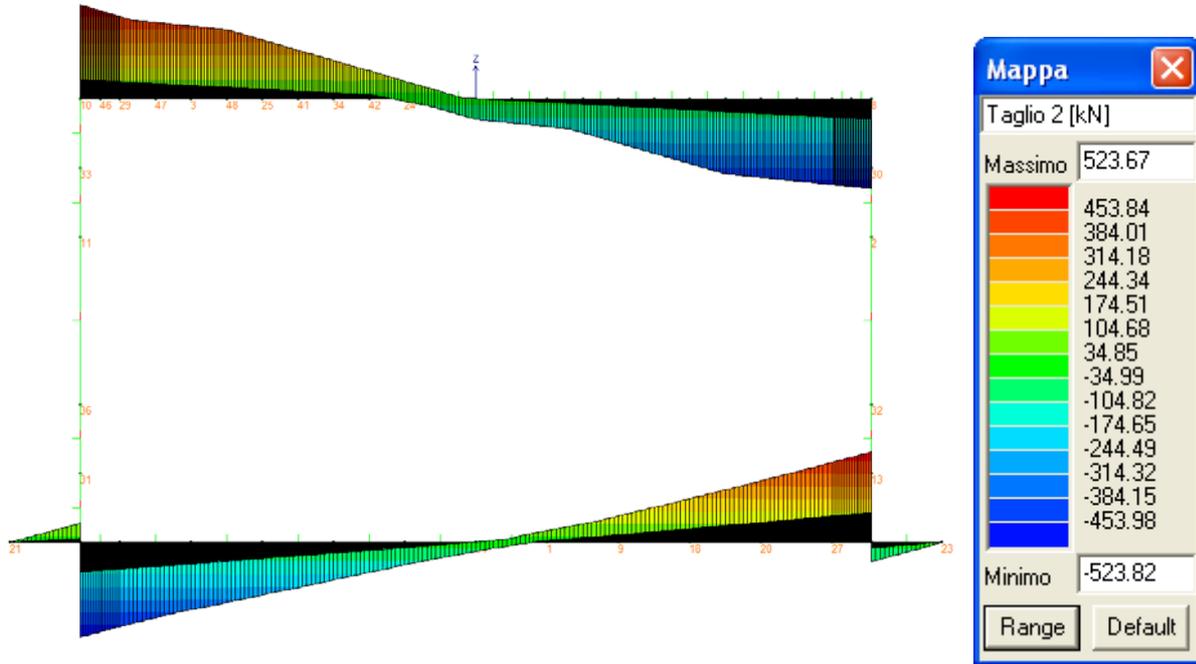
Diagramma dello sforzo normale (positivo se di trazione e negativo se di compressione):





9.1.2 Involuppo Taglio 2-2

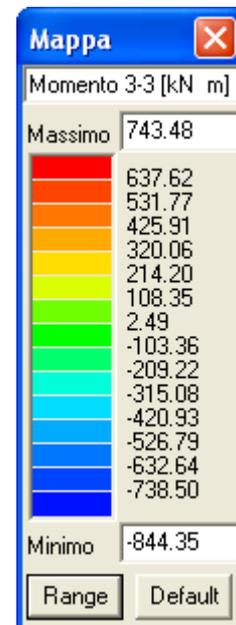
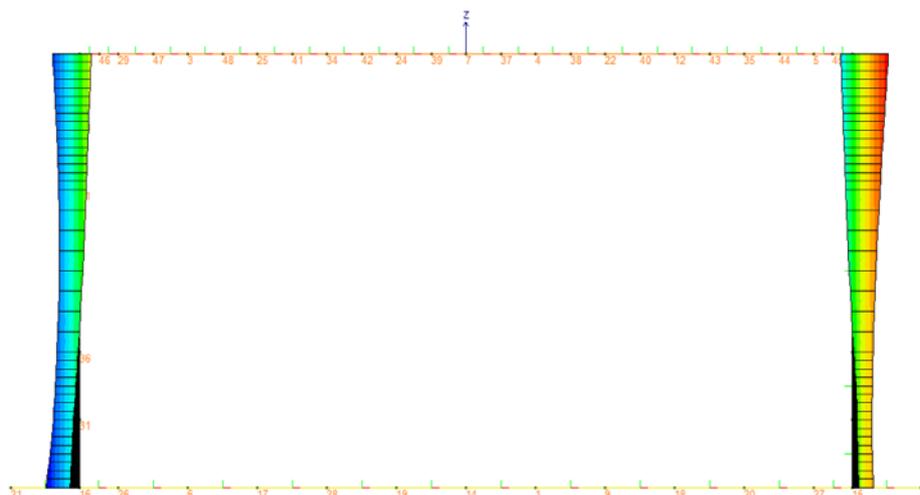
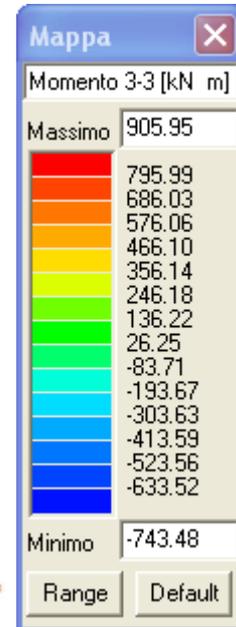
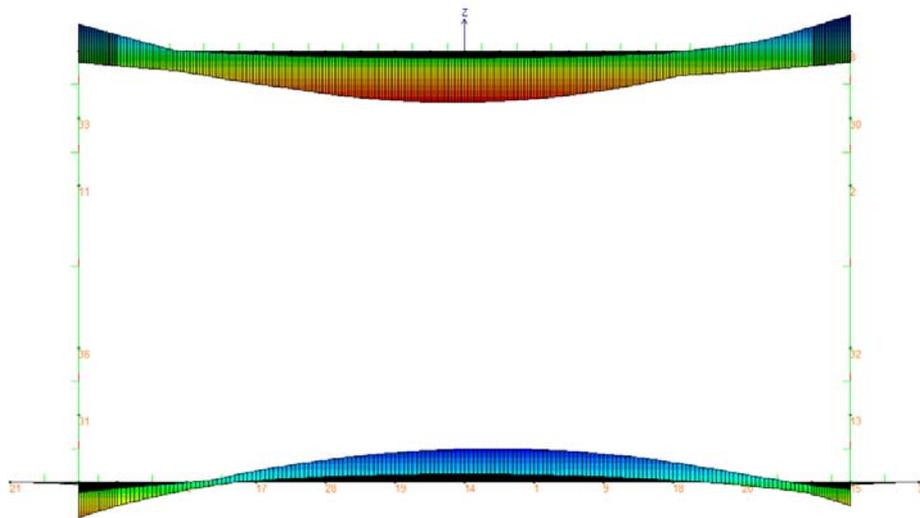
Diagramma del taglio agente in direzione dell'asse locale 2-2:





9.1.3 Involuppo Momento 3-3

Diagramma del momento flettente attorno all'asse locale 3-3: il segno riportato nella legenda indica azioni positive se tendono le fibre poste sulla faccia 3- sull'elemento





Documento	SC05-5660	Rev.	0
Data	DIC 2010	Pagina	35/56

10 VERIFICHE DI RESISTENZA

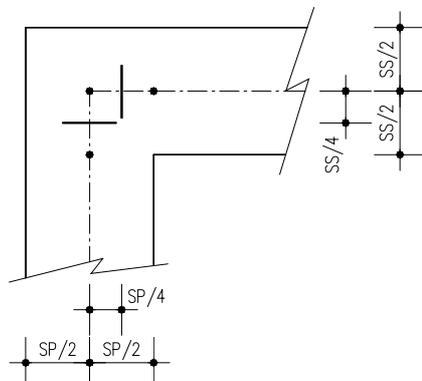
Il dimensionamento e la verifica delle strutture viene condotto con riferimento al criterio degli stati limite considerando le caratteristiche di resistenza dei materiali di norma secondo le classi definite negli elaborati grafici di progetto.

Nel caso delle analisi statiche gli effetti delle azioni (calcolate con riferimento ai parametri caratteristici ed a coefficienti parziali unitari sui carichi) vengono moltiplicati per un coefficiente amplificativo pari a 1.4.

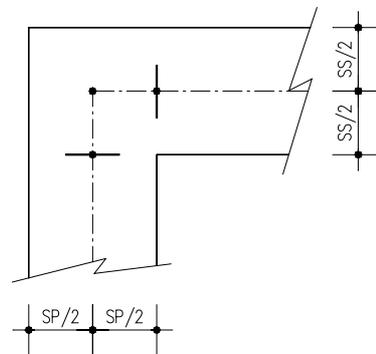
Le verifiche a flessione nelle sezioni di incastro piedritto-soletta vengono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a taglio vengono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



VERIFICA A FLESSIONE



VERIFICA A TAGLIO

I calcoli di verifica sono effettuati con riferimento a sezioni di larghezza pari a un metro ($b=1.00$ m).



10.1 Verifica di fessurazione

Le verifiche a fessurazione sono state condotte in accordo con quanto previsto dalle NTC2008 al §4.1.2.2.4 considerando:

- a) Verifica di formazione delle fessure: in sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo σ_t confrontandola con la resistenza a trazione media per flessione f_{ctm} : se risulta

$$\sigma_t < \frac{f_{ctm}}{1.2}$$

la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

- b) Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure viene calcolata con le modalità indicate in NTC 2008 al §4.1.2.2.4.

Il valore di calcolo di apertura delle fessure è dato da: $w_d = 1.7 w_m$

L'ampiezza media delle fessure è calcolata come deformazione media delle barre per la distanza media tra

$$\text{le fessure: } w_m = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

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:

w1 = 0.2 mm

w2 = 03 mm

w3 = 0.4 mm

Lo stato limite di fessurazione viene fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come riportato nella seguente tabella:

GRUPPI DI ESIGENZE	CONDIZIONI AMBIENTALI	COMBINAZIONI DI AZIONI	ARMATURA			
			SENSIBILE (acciai da precompresso)		POCO SENSIBILE (acciai ordinari)	
			STATO LIMITE	Wd	STATO LIMITE	Wd
A	ORDINARIE	Frequente	Ap. fessure	< 0.3	Ap. fessure	< 0.4
		Quasi permanente	Ap. fessure	< 0.2	Ap. fessure	< 0.3
B	AGGRESSIVE	Frequente	Ap. fessure	<0.2	Ap. fessure	< 0.3
		Quasi permanente	Decompressione	-	Ap. fessure	< 0.2
C	MOLTO AGGRESSIVE	Frequente	Formazione fessure	-	Ap. fessure	< 0.2
		Quasi permanente	Decompressione	-	Ap. fessure	< 0.2

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

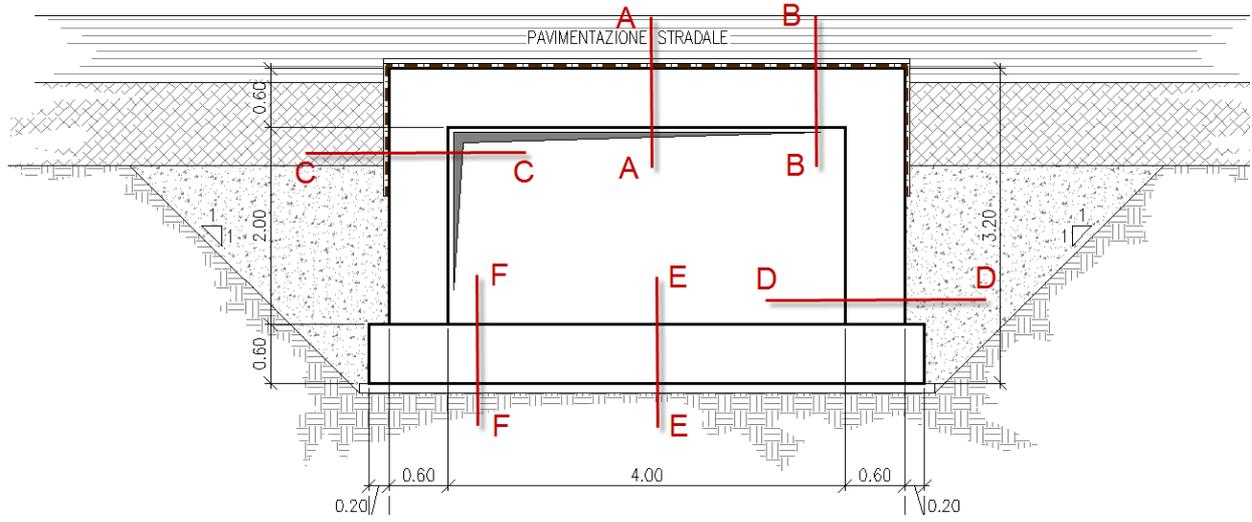
10.2 Verifica a taglio

Gli elementi bidimensionali (platee, solette e pareti) sono privi di specifica armatura a taglio. Si procede pertanto come previsto al par. 4.1.2.1.3.1 delle NTC2008 per cui la resistenza a taglio di progetto per tali elementi è data da:

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

10.3 Copriferro

Si adotta un copriferro minimo netto di 4cm.





10.4 Verifica soletta superiore

10.4.1 Sezione in mezzeria

Le azioni interne nella sezione in mezzeria, assumono i seguenti valori (espressi in [kN] e [m]):

sezione	combinazione	M [kNm]	N [kN]	V [kN]
A-A	SLU STR 02	1026.13	-116.90	0.23
A-A	SLE FREQ 01	658.06	-77.18	0.17

Si esegue la verifica con

$H = 1 \text{ m}$, $B = 1 \text{ m}$, $c = 40 \text{ mm}$

Armatura minima $A_{smin} = 1.572 \text{ mm}^2$

Armatura superiore $A_s = 4.909 \text{ mm}^2$, (1Ø25 passo 10cm, ossia 10Ø25/m)

Armatura inferiore $A'_s = 4.909 \text{ mm}^2$, (1Ø25 passo 10cm, ossia 10Ø25/m)

Sollecitazioni SLU:

$M_u = 1026 \text{ kNm}$; $V_u = 0 \text{ kN}$; $N_u = -117 \text{ kN}$

Momento agente ultimo (+contr. del taglio): $M'_u = 1026 \text{ kNm}$

Sezione pressoinflessa parzializzata, Campo di rottura '2'

Taglio limite: $V_{lim} = 412 \text{ kN}$ (Armatura a taglio non necessaria)

Azione Taglio compressione: $V_{Rcd} = 695 \text{ kN}$

Azione Taglio trazione: $V_{Rsd} = 860 \text{ kN}$

Momento ultimo resistente $M_{rd} = 1.815 \text{ kNm}$

Sollecitazioni SLE Frequente:

$M_e = 560 \text{ kNm}$; $N_e = -081 \text{ kN}$

Sezione pressoinflessa parzializzata

$\sigma_c = -3,33 \text{ MPa} < -13,073 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 121 \text{ MPa} < 315 \text{ MPa}$

Ampiezza di fessurazione di verifica $W_k = 0,12 \text{ mm} (< 0,3 \text{ mm})$



10.4.2 Sezione di incastro soletta/piedritti

Le azioni interne nella sezione in mezzzeria, assumono i seguenti valori (espressi in [kN] e [m]):

sezione	combinazione	M [kNm]	N [kN]	V [kN]
B-B	SLU STR 06	684.51	-148.82	407.09
B-B	SLE FREQ 01	381.93	-81.36	265.98

Si esegue la verifica con

$H = 1 \text{ m}$, $B = 1 \text{ m}$, $c = 40 \text{ mm}$

Armatura minima $A_{smin} = 1.572 \text{ mm}^2$

Armatura superiore $A_s = 4.909 \text{ mm}^2$, ($1\varnothing 25$ passo 10cm, ossia $10\varnothing 25/m$)

Armatura inferiore $A'_s = 4.909 \text{ mm}^2$, ($1\varnothing 25$ passo 10cm, ossia $10\varnothing 25/m$)

Sollecitazioni SLU:

$M_u = 685 \text{ kNm}$; $V_u = 407 \text{ kN}$; $N_u = -149 \text{ kN}$

Momento agente ultimo (+contr. del taglio): $M'u = 1154 \text{ kNm}$

Sezione pressoinflessa parzializzata, Campo di rottura '2'

Taglio limite: $V_{lim} = 412 \text{ kN}$ (Armatura a taglio non necessaria)

Azione Taglio compressione: $V_{Rcd} = 695 \text{ kN}$

Azione Taglio trazione: $V_{Rsd} = 860 \text{ kN}$

Momento ultimo resistente $M_{rd} = 1.830 \text{ kNm}$

Sollecitazioni SLE Frequente:

$M_e = 382 \text{ kNm}$; $N_e = -081 \text{ kN}$

Sezione pressoinflessa parzializzata

$\sigma_c = -2,30 \text{ MPa} < -13,073 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 080 \text{ MPa} < 315 \text{ MPa}$

Ampiezza di fessurazione di verifica $W_k = 0,05 \text{ mm} (< 0,3 \text{ mm})$



10.5 Verifica piedritti

10.5.1 Sezione di incastro piedritti /soletta superiore

Le azioni interne nella sezione in corrispondenza dell'incastro soletta/piedritti, assumono i seguenti valori (espressi in [kN] e [m]):

sezione	combinazione	M [kNm]	N [kN]	V [kN]
C-C	SLU STR 06	765.62	-483.67	140.92
C-C	SLE FREQ 01	431.77	-279.01	80.21

Si esegue la verifica con

$H = 1 \text{ m}$, $B = 1 \text{ m}$, $c = 40 \text{ mm}$

Armatura minima $A_{smin} = 1.572 \text{ mm}^2$

Armatura superiore $A_s = 3.142 \text{ mm}^2$, (1Ø20 passo 10cm, ossia 10Ø20/m)

Armatura inferiore $A'_s = 3.142 \text{ mm}^2$, (1Ø20 passo 10cm, ossia 10Ø20/m)

Sollecitazioni SLU:

$M_u = 766 \text{ kNm}$; $V_u = 141 \text{ kN}$; $N_u = -483 \text{ kN}$

Momento agente ultimo (+contr. del taglio): $M'_u = 786 \text{ kNm}$

Sezione pressoinflessa parzializzata, Campo di rottura '2'

Taglio limite: $V_{lim} = 355 \text{ kN}$ (Armatura a taglio non necessaria)

Azione Taglio compressione: $V_{Rcd} = 695 \text{ kN}$

Azione Taglio trazione: $V_{Rsd} = 860 \text{ kN}$

Momento ultimo resistente $M_{rd} = 1.318 \text{ kNm}$

Sollecitazioni SLE Frequente:

$M_e = 432 \text{ kNm}$; $N_e = -279 \text{ kN}$

Sezione pressoinflessa parzializzata

$\sigma_c = -3,40 \text{ MPa} < -13,073 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 115 \text{ MPa} < 315 \text{ MPa}$

Ampiezza di fessurazione di verifica $W_k = 0,11 \text{ mm} (< 0,3 \text{ mm})$



10.5.2 Sezione di incastro piedritti/platea

Le azioni interne nella sezione in corrispondenza dell'incastro piedritti/fondazione, assumono i seguenti valori (espressi in [kN] e [m]):

sezione	combinazione	M [kNm]	N [kN]	V [kN]
D-D	SLU STR 05	955.10	-324.14	361.44
D-D	SLE FREQ 01	487.15	-502.73	131.78

Si esegue la verifica con

$H = 1 \text{ m}$, $B = 1 \text{ m}$, $c = 40 \text{ mm}$

Armatura minima $A_{smin} = 1572.48 \text{ mm}^2$

Armatura superiore $A_s = 4908.7 \text{ mm}^2$, (1Ø25 passo 10cm, ossia 10Ø25/m)

Armatura inferiore $A'_s = 4908.7 \text{ mm}^2$, (1Ø25 passo 10cm, ossia 10Ø25/m)

Sollecitazioni SLU:

$M_u = 955.10 \text{ kNm}$; $V_u = 361.44 \text{ kN}$; $N_u = -324.14 \text{ kN}$

Momento agente ultimo (+contr. del taglio): $M'u = 1267.38 \text{ kNm}$

Sezione pressoinflessa parzializzata, Campo di rottura '2'

Taglio limite: $V_{lim} = 412.44 \text{ kN}$ (Armatura a taglio non necessaria)

Azione Taglio compressione: $V_{Rcd} = 695.45 \text{ kN}$

Azione Taglio trazione: $V_{Rsd} = 860.49 \text{ kN}$

Momento ultimo resistente $M_{rd} = 1906.92 \text{ kNm}$

Sollecitazioni SLE Frequente:

$M_e = 487.15 \text{ kNm}$; $N_e = -502.73 \text{ kN}$

Sezione pressoinflessa parzializzata

$\sigma_c = -3.21 \text{ MPa} < -13.073 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 69.39 \text{ MPa} < 315 \text{ MPa}$

Ampiezza di fessurazione di verifica $W_k = 0.07 \text{ mm} (< 0.3 \text{ mm})$



10.6 Verifica platea di fondazione

10.6.1 Sezione in mezzeria

Le azioni interne nella sezione in mezzeria, assumono i seguenti valori (espressi in [kN] e [m]):

sezione	combinazione	M [kNm]	N [kN]	V [kN]
E-E	SLU STR 02	1202.62	-189.59	-42.92
E-E	SLE FREQ 01	888.42	-140.62	-36.81

Si esegue la verifica con

$H = 1.2 \text{ m}$, $B = 1 \text{ m}$, $c = 40 \text{ mm}$

Armatura minima $A_{smin} = 1900.08 \text{ mm}^2$

Armatura superiore $A_s = 4908.7 \text{ mm}^2$, (1Ø25 passo 10cm, ossia 10Ø25/m)

Armatura inferiore $A'_s = 4908.7 \text{ mm}^2$, (1Ø25 passo 10cm, ossia 10Ø25/m)

Sollecitazioni SLU:

$M_u = 1202.62 \text{ kNm}$; $V_u = 42.92 \text{ kN}$; $N_u = -189.59 \text{ kN}$

Momento agente ultimo (+contr. del taglio): $M'_u = 1247.43 \text{ kNm}$

Sezione pressoinflessa parzializzata, Campo di rottura '2'

Taglio limite: $V_{lim} = 454.66 \text{ kN}$ (Armatura a taglio non necessaria)

Azione Taglio compressione: $V_{Rcd} = 840.33 \text{ kN}$

Azione Taglio trazione: $V_{Rsd} = 1039.76 \text{ kN}$

Momento ultimo resistente $M_{rd} = 2244.72 \text{ kNm}$

Sollecitazioni SLE Frequente:

$M_e = 888.42 \text{ kNm}$; $N_e = -140.62 \text{ kN}$

Sezione pressoinflessa parzializzata

$\sigma_c = -3.99 \text{ MPa} < -13.073 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 155.21 \text{ MPa} < 315 \text{ MPa}$

Ampiezza di fessurazione di verifica $W_k = 0.18 \text{ mm} (< 0.3 \text{ mm})$



10.6.2 Sezione di incastro platea/piedritti

Le azioni interne nella sezione in corrispondenza dell'incastro soletta/piedritti, assumono i seguenti valori (espressi in [kN] e [m]):

sezione	combinazione	M [kNm]	N [kN]	V [kN]
F-F	SLU SISMA X+	965.71	-359.59	328.12
F-F	SLE FREQ 01	562.18	-145.47	463.75

Si esegue la verifica con

$H = 1.2 \text{ m}$, $B = 1 \text{ m}$, $c = 40 \text{ mm}$

Armatura minima $A_{smin} = 1900.08 \text{ mm}^2$

Armatura superiore $A_s = 3141.6 \text{ mm}^2$, (1Ø20 passo 10cm, ossia 10Ø20/m)

Armatura inferiore $A'_s = 3141.6 \text{ mm}^2$, (1Ø20 passo 10cm, ossia 10Ø20/m)

Sollecitazioni SLU:

$M_u = 965.71 \text{ kNm}$; $V_u = 328.12 \text{ kN}$; $N_u = -359.59 \text{ kN}$

Momento agente ultimo (+contr. del taglio): $M'_u = 1308.27 \text{ kNm}$

Sezione pressoinflessa parzializzata, Campo di rottura '2'

Taglio limite: $V_{lim} = 391.81 \text{ kN}$ (Armatura a taglio non necessaria)

Azione Taglio compressione: $V_{Rcd} = 840.33 \text{ kN}$

Azione Taglio trazione: $V_{Rsd} = 1039.76 \text{ kN}$

Momento ultimo resistente $M_{rd} = 1570.92 \text{ kNm}$

Sollecitazioni SLE Frequente:

$M_e = 562.18 \text{ kNm}$; $N_e = -145.47 \text{ kN}$

Sezione pressoinflessa parzializzata

$\sigma_c = -3.22 \text{ MPa} < -13.073 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 144.19 \text{ MPa} < 315 \text{ MPa}$

Ampiezza di fessurazione di verifica $W_k = 0.13 \text{ mm} (< 0.3 \text{ mm})$



10.7 Verifica armatura longitudinale nei confronti del ritiro

La situazione più critica è rappresentata dagli elementi di spessore maggiore e maggiore esposizione all'aria, nel caso in oggetto la soletta superiore.

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 29.05 \text{ MPa} \\ f_{ctm} &= 2.77 \text{ MPa} \\ E_c &= 32'588 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tombino 11.50X6.50 soletta/piedritti 100cm/100cm quindi nel caso specifico la verifica verrà eseguita per uno spessore pari a 100cm ed una larghezza di 11500mm.

Si considera una sezione avente le seguenti caratteristiche geometriche :

$$\begin{aligned} \text{Spessore soletta} & \quad s = 1000 \text{ mm} \\ \text{Larghezza soletta} & \quad B = 11500 \text{ mm} \\ \text{Area della sezione in c.a.} & \quad A_c = 11\,500\,000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Considerando, secondo il paragrafo 11.2.10.6 delle N.T.C. 2008

$$h_0 = \frac{2 A_c}{u} = 460 \text{ mm}$$

u = perimetro della sezione esposta all'aria = 25 000 mm

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

dove:

ε_{cd} = deformazione per ritiro da essiccamento.

ε_{ca} = deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro per essiccamento vale:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \varepsilon_{c0}$$

Per un umidità relativa pari al 90% si ottiene un valore $\varepsilon_{c0} = -0.14 \text{ ‰}$

Per spessori di soletta maggiori uguali a 500 mm si ha un valore di $k_h = 0.7$ da cui

$$\varepsilon_{cd,\infty} = -0.0980 \text{ ‰}$$

Lo sviluppo nel tempo della deformazione ε_{cd} può essere valutato come:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t) \varepsilon_{cd,\infty}$$

dove la funzione di sviluppo temporale assume la forma:

$$\beta_{ds}(t=100) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \cdot h_0^2} = 0.9855$$

t = età del calcestruzzo nel momento considerato = 40.000 gg (>100 anni)

t_s = età del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro = 28 gg (termine di maturazione)

quindi si ha:

$$\varepsilon_{cd}(t=100) = -0.0966 \text{ ‰}$$

Il valore medio della deformazione per ritiro autogeno vale:



$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2,5 (f_{ck} - 10) 10^{-6} = -0.058 \text{ ‰}$$

quindi

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = -0.1546 \text{ ‰} = \varepsilon_{free}$$

Poiché la soletta è incastrata ai piedritti la tensione per ritiro contrastato può essere valutata secondo le indicazioni riportate al punto b dell'Annesso M dell'Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 3 : Strutture di contenimento liquidi.

La deformazione totale da ritiro, avendo assunto $R_{ax} = 0.50$, si può esprimere come:

$$\varepsilon_{cs}^* = R_{ax} \varepsilon_{free} = -0.0773 \text{ ‰}$$

Da cui si ottiene che la tensione di trazione indotta dal ritiro vale

$$\sigma_{tr} = \varepsilon_{cs}^* E_c / 3 = -0.84 \text{ MPa}$$

e la corrispondente azione vale

$$N_{tr} = k_c k \sigma_{tr} A_c = -9660 \text{ kN}$$

con

Coefficiente di distribuzione delle tensioni nella sezione $k_c = 1.0$

Coefficiente che tiene conto degli effetti di tensione autoequilibrante non uniforme $k = 1.0$

Da cui si calcola, imponendo $\sigma_{sr} = N_{tr} / A_s \Rightarrow A_s = N_{tr} / \sigma_{sr}$

$$\text{Per cui si ottiene } A_s = \frac{9660000 \text{ N}}{450 \text{ N/mm}^2} = 21466 \text{ mm}^2$$

Corrispondente a $1\phi 12/10\text{cm}$.

Si nota inoltre che l'armatura secondaria longitudinale è superiore al 20% dell'armatura principale trasversale, come raccomandato nell'Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali al paragrafo 9.3.1.1 in relazione alle piastre a portanza unidirezionale.



11 MURI AD U

Per la interazione terreno-fondazione, viene schematizzato il comportamento del terreno con il modello alla Winkler. Per quanto riguarda il Modulo di Sottofondo si assume quanto fatto per il tombino.

11.1 Condizioni di carico elementari

Nel seguito si descrivono i carichi elementari da considerare nel calcolo delle sollecitazioni in condizione di esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Vengono prese in considerazione n°5 condizioni elementari di carico (CDC1÷ CDC4 e CDC10).

Le condizioni elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

11.1.1 Peso permanente della struttura

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: 25 kN/m³
 - sovrastruttura stradale 22 kN/m³
- (Condizione Elementare CDC1 e CDC2)

11.1.2 Spinta del terreno

Le caratteristiche del terreno a ridosso del paramento, valide per tutte le sezioni valgono:

$\gamma=19.00$ kN/m³ (peso di volume del terreno);

$c'=0.00$ Kpa;

$\varphi =35^\circ$

da cui risulta un coefficiente di spinta a riposo $k_0 = 1-\sin(\varphi)=0.426$

Si applicano, di conseguenza, i valori delle spinte secondo la profondità con

$$p_h = k_0 \gamma_t Z$$

e con il consueto diagramma trapezoidale delle pressioni orizzontali.

(Condizione Elementare CDC 3)

11.1.3 Sovrappinta sismica del terreno

La quota parte della spinta sismica viene valutata, poiché ci troviamo in una situazione di spostamenti impediti ovvero deformazioni molto contenute tali da potere assumere che il terreno si trovi in fase elastica sia in condizioni statiche che durante il sisma, con la teoria di Wood (1973):

$$\Delta P_d = \frac{a_g}{g} \cdot \gamma \cdot S \cdot H_m^2 = a_{\max} \cdot \gamma \cdot H_m^2$$

dove

H_m = altezza muro =5.00m

Il punto di applicazione dell'azione si trova a metà altezza del muro, il che equivale ad applicare una pressione uniforme pari a:

$$E_{st} = a_{\max} \cdot \gamma \cdot H_m$$

In corrispondenza della sommità e del piede scatolare la spinta sismica, riferita ad elementi di larghezza unitaria, vale quindi:

$E_{st}=14.43$ kPa

(Condizione Elementare CDC 4)

11.1.4 Azione sismica

Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P \cdot k_h$$



$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a \max}{g}$$

$$(SLV) \quad k_h = \beta_m \cdot \frac{a \max}{g} = 0.149$$

$$k_v = 0.075$$

P = peso proprio;

k = coefficienti sismici;

Per quanto riguarda le azioni sismiche, si implementa un'apposita condizione di carico; tale condizione di carico che mette in conto i pesi permanenti, l'inerzia dei muri ed infine la sovraspinta sismica.

(Condizione Elementare CDC 10)

11.2 Combinazioni di carico

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1. IV (NTC).

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali delle azioni riportati in Tab. 5.1.V e i coefficienti di combinazione Ψ in Tab. 5.1.VI (NTC).

Per le verifiche agli stati limite d'esercizio si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.1.VI (NTC).

Le condizioni elementari di carico considerate sono di seguito riassunte:

Tipo	Sigla Id
Ggk 1	CDC 1: peso proprio della struttura
Gk 2	CDC 2: carichi permanenti portati
Gk 3	CDC 3: spinta terreno statico app.1 cmb.1
Est	CDC 4: sovraspinta sismica del terreno
Esh	CDC 10: sisma x+

I carichi caratteristici sopra elencati (CDC), al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, sono opportunamente combinati fra loro.

Al fine di determinare le combinazioni come da norma (§3.2), si definisce la classificazione delle azioni e le combinazioni allo SLU e SLE.

Le precedenti condizioni elementari di calcolo (CDC) sono combinate tra loro in modo da generare le massime sollecitazioni per lo SLU e SLE come da seguente prospetto.

Per quanto concerne le azioni dovute al traffico, data la tipologia di azioni da traffico agenti sulla struttura, i coefficienti parziali della tab. 5.1.V (NTC) utilizzati sono quelli del gruppo 1.

Cmb	Tipo	Sigla Id	Ggk 1	Gk 2	Gk 3	Est	Esh
1	SLU	SLU STR	1,35	1,35	1,35	0	0
7	SLU	SISMA X+	1	1	1	1	1
8	SLE	SLE RARA	1	1	1	0	0
10	SLE	SLE FREQUENTE	1	1	1	0	0
12	SLE	SLE QUASI PERMANENTE	1	1	1	0	0

I valori numerici riportati nelle colonne della tabella precedente indicano il coefficienti moltiplicativi con i quali le Condizioni Elementari sono considerate.

Le convenzioni adottate per le sollecitazioni di segno positivo sono le seguenti.



Anas SpA

Compartimento della viabilità per la Lombardia

Documento

SC05-5660

Rev.

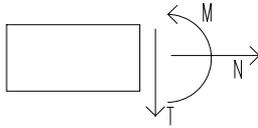
0

Data

DIC 2010

Pagina

48/56

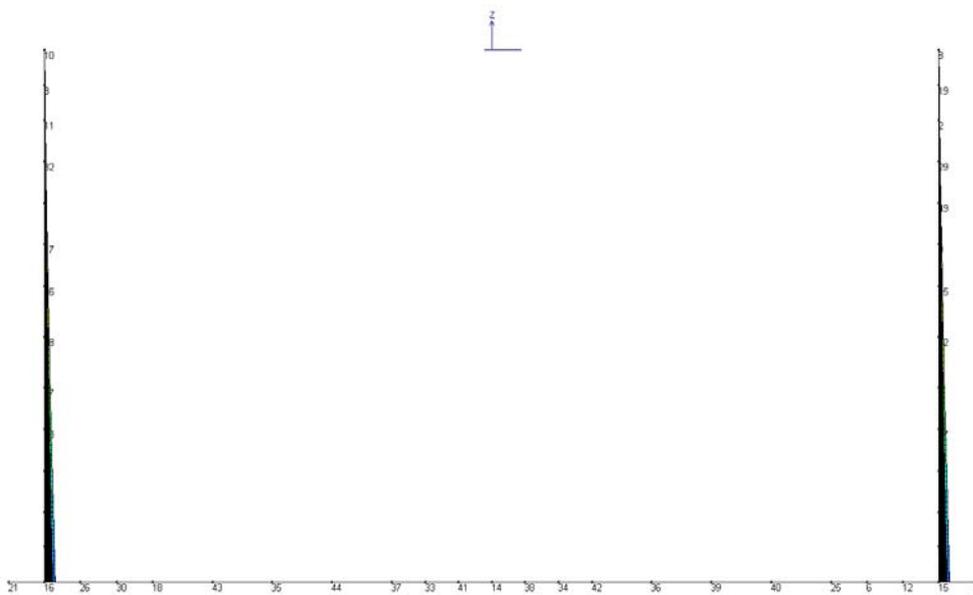
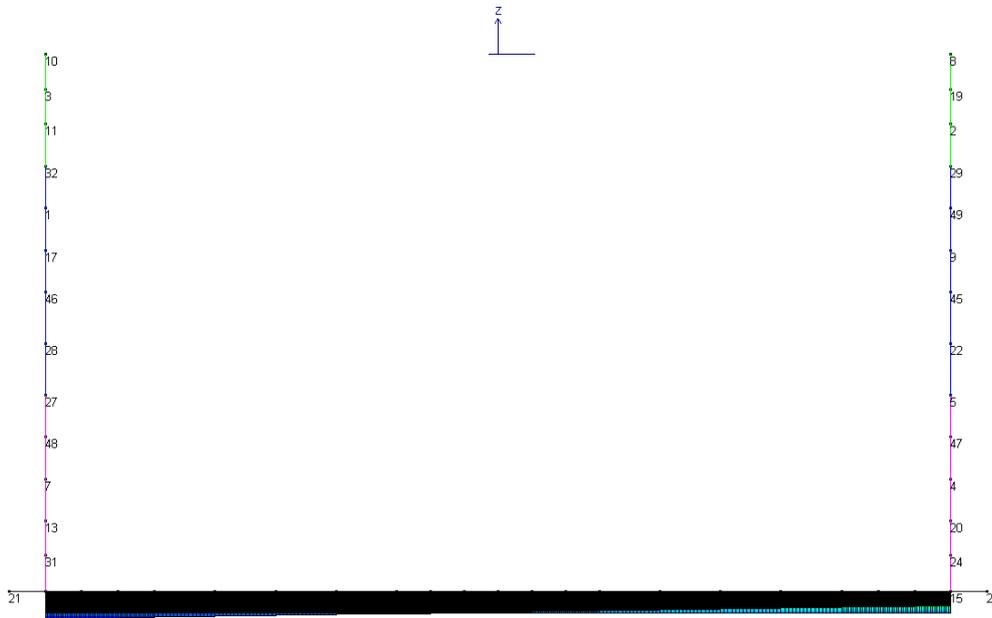


Per determinare le sollecitazioni più gravose nelle varie sezioni, sono stati elaborati i risultati ottenuti nel calcolo agli elementi finiti secondo gli schemi di combinazione allo SLU o SLE (di cui alla tabella precedente), prendendo tutti i contributi (CMB) che creano le condizioni più sfavorevoli per la verifica in itinere.



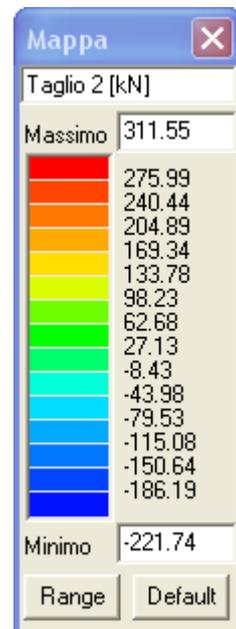
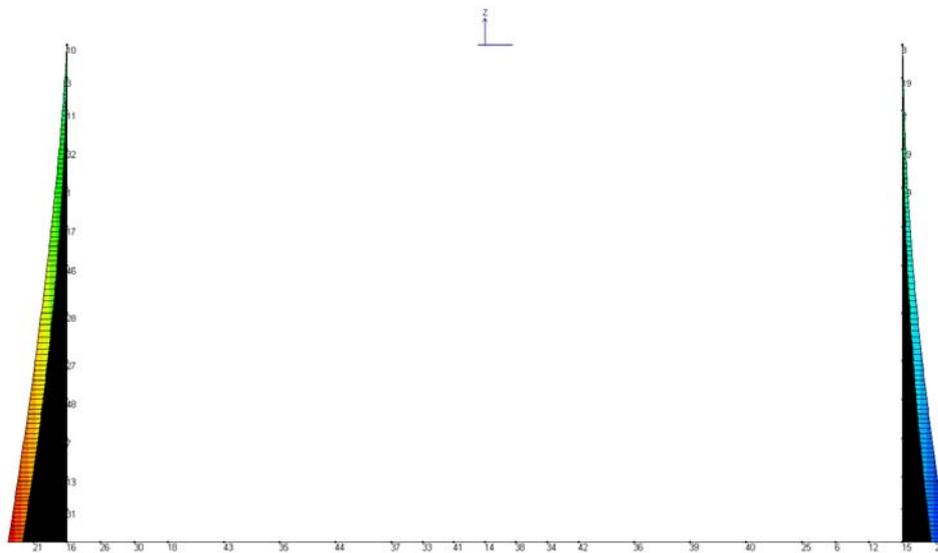
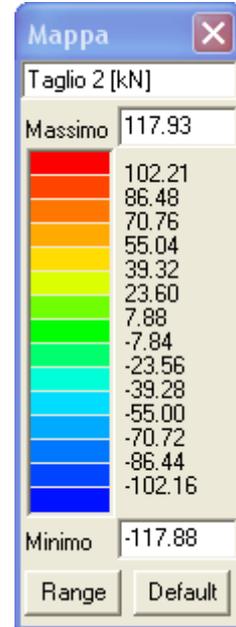
11.3 Sollecitazioni

11.3.1 Inviluppo sforzo normale



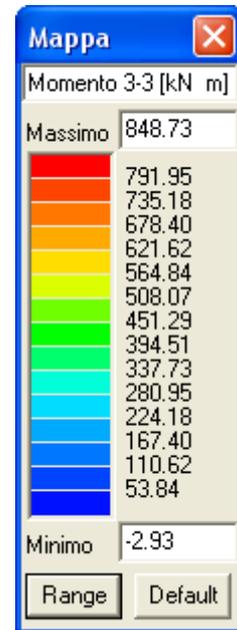
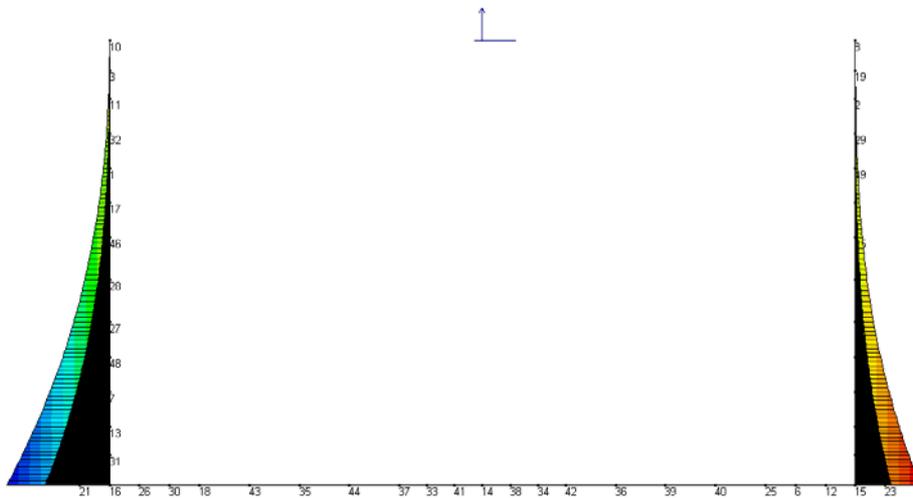
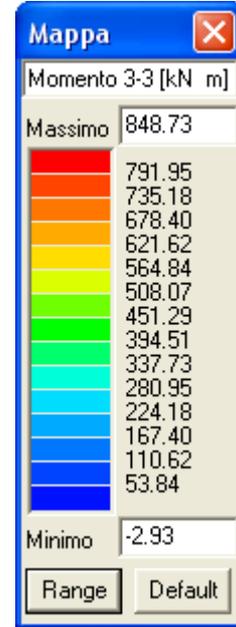
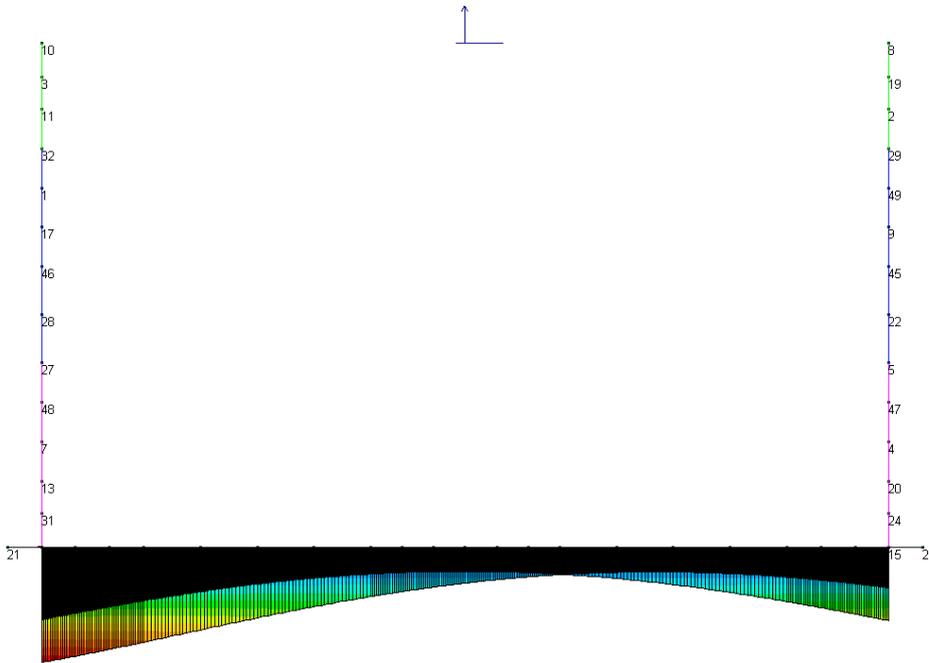


11.3.2 Involuppo del taglio





11.3.3 Inviluppo del momento flettente





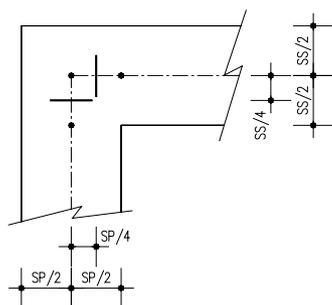
11.4 Verifica di resistenza e fessurazione

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni per le aste più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

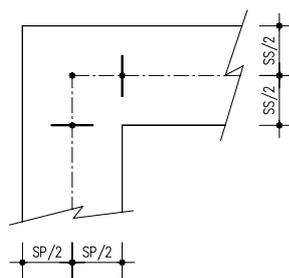
Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta di fondazione;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a fessurazione ed a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



VERIFICHE A FLESSIONE



VERIFICHE A FESSURAZIONE E TAGLIO

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio che determinano la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} ; se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'EC2, come richiesto dal D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti stradali". La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente per le strutture in ambiente aggressivo per strutture ordinarie ed armature poco sensibili:

b.1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_3 = 0.30 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio: le verifiche si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$;
- per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$



11.4.1 Sezione incastro paramento/platea

Le azioni interne nella sezione di incastro tra paramento e platea, assumono i seguenti valori (espressi in [kN] e [m]):

sezione	combinazione	M [kNm]	N [kN]	V [kN]
A-A	SLU SISMA	775.85	-85.68	295.19
A-A	SLE	328.11	-85.68	150.58

Si esegue la verifica con

$H = 0,9 \text{ m}$, $B = 1 \text{ m}$, $c = 40 \text{ mm}$

Armatura minima $A_{smin} = 1.409 \text{ mm}^2$

Armatura superiore $A_s = 3.142 \text{ mm}^2$, ($1\varnothing 20$ passo 10cm, ossia $10\varnothing 20/m$)

Armatura inferiore $A'_s = 3.142 \text{ mm}^2$, ($1\varnothing 20$ passo 10cm, ossia $10\varnothing 20/m$)

Sollecitazioni SLU:

$M_u = 776 \text{ kNm}$; $V_u = 295 \text{ kN}$; $N_u = -086 \text{ kN}$

Momento agente ultimo (+contr. del taglio): $M'u = 1.004 \text{ kNm}$

Sezione pressoinflessa parzializzata, Campo di rottura '2'

Taglio limite: $V_{lim} = 336 \text{ kN}$ (Armatura a taglio non necessaria)

Azione Taglio compressione: $V_{Rcd} = 623 \text{ kN}$

Azione Taglio trazione: $V_{Rsd} = 771 \text{ kN}$

Momento ultimo resistente $M_{rd} = 1.047 \text{ kNm}$

Sollecitazioni SLE Frequente:

$M_e = 328 \text{ kNm}$; $N_e = -086 \text{ kN}$

Sezione pressoinflessa parzializzata

$\sigma_c = -2,95 \text{ MPa} < -13,073 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 119 \text{ MPa} < 315 \text{ MPa}$

Ampiezza di fessurazione di verifica $W_k = 0,10 \text{ mm} (< 0,3 \text{ mm})$



11.4.2 Sezione mezzeria platea

Le azioni interne nella sezione in mezzeria, assumono i seguenti valori (espressi in [kN] e [m]):

sezione	combinazione	M [kNm]	N [kN]	V [kN]
B-B	SLU	265.36	-300.40	0.99
B-B	SLE	196.56	-222.52	0.73

Si esegue la verifica con

$H = 1 \text{ m}$, $B = 1 \text{ m}$, $c = 40 \text{ mm}$

Armatura minima $A_{smin} = 1.572 \text{ mm}^2$

Armatura superiore $A_s = 3.142 \text{ mm}^2$, ($1\varnothing 20$ passo 10cm, ossia $10\varnothing 20/m$)

Armatura inferiore $A'_s = 3.142 \text{ mm}^2$, ($1\varnothing 20$ passo 10cm, ossia $10\varnothing 20/m$)

Sollecitazioni SLU:

$M_u = 265 \text{ kNm}$; $V_u = 0.99 \text{ kN}$; $N_u = -300 \text{ kN}$

Momento agente ultimo (+contr. del taglio): $M'_u = 266 \text{ kNm}$

Sezione pressoinflessa parzializzata, Campo di rottura '2'

Taglio limite: $V_{lim} = 355 \text{ kN}$ (Armatura a taglio non necessaria)

Azione Taglio compressione: $V_{Rcd} = 695 \text{ kN}$

Azione Taglio trazione: $V_{Rsd} = 860 \text{ kN}$

Momento ultimo resistente $M_{rd} = 1.267 \text{ kNm}$

Sollecitazioni SLE Frequente:

$M_e = 197 \text{ kNm}$; $N_e = -223 \text{ kN}$

Sezione pressoinflessa parzializzata

$\sigma_c = -1,59 \text{ MPa} < -13,073 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 0,40 \text{ MPa} < 315 \text{ MPa}$

Ampiezza di fessurazione di verifica $W_k = 0,02 \text{ mm} (< 0,3 \text{ mm})$



11.4.3 Sezione incastro platea/paramento

Le azioni interne nella sezione di incastro tra platea e paramento, assumono i seguenti valori (espressi in [kN] e [m]):

sezione	combinazione	M [kNm]	N [kN]	V [kN]
C-C	SLU	822.69	-301.64	106.31
C-C	SLE	346.49	-162.14	85.09

Si esegue la verifica con

$H = 1 \text{ m}$, $B = 1 \text{ m}$, $c = 40 \text{ mm}$

Armatura minima $A_{smin} = 1.572 \text{ mm}^2$

Armatura superiore $A_s = 3.142 \text{ mm}^2$, ($1\varnothing 20$ passo 10cm, ossia $10\varnothing 20/m$)

Armatura inferiore $A'_s = 3.142 \text{ mm}^2$, ($1\varnothing 20$ passo 10cm, ossia $10\varnothing 20/m$)

Sollecitazioni SLU:

$M_u = 823 \text{ kNm}$; $V_u = 106 \text{ kN}$; $N_u = -302 \text{ kN}$

Momento agente ultimo (+contr. del taglio): $M'u = 915 \text{ kNm}$

Sezione pressoinflessa parzializzata, Campo di rottura '2'

Taglio limite: $V_{lim} = 355 \text{ kN}$ (Armatura a taglio non necessaria)

Azione Taglio compressione: $V_{Rcd} = 695 \text{ kN}$

Azione Taglio trazione: $V_{Rsd} = 860 \text{ kN}$

Momento ultimo resistente $M_{rd} = 1.268 \text{ kNm}$

Sollecitazioni SLE Frequente:

$M_e = 346 \text{ kNm}$; $N_e = -162 \text{ kN}$

Sezione pressoinflessa parzializzata

$\sigma_c = -2,69 \text{ MPa} < -13,073 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 101 \text{ MPa} < 315 \text{ MPa}$

Ampiezza di fessurazione di verifica $W_k = 0,07 \text{ mm} (< 0,3 \text{ mm})$



Anas SpA

Compartimento della viabilità per la Lombardia

Documento

SC05-5660

Rev.

0

Data

DIC 2010

Pagina

56/56

11.5 Verifica capacità portanza della fondazione

Per la verifica di portanza dei muri ad U si rimanda alla verifica svolta per il tombino compreso nella stessa opera, caratterizzato da carichi gravanti sul terreno circostante molto più gravosi rispetto quelli relativi ai muri ad U stessi.