

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N.443/01

TRATTA A.V./A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI
PROGETTO ESECUTIVO

Opere civili BTS e Gruppi Elettrogeni
Apparati tecnologici
Relazione di calcolo

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI	SCALA:
Consorzio Cociv Ing. N. Meistro		<input type="text" value="-"/>

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 5	E	C V	C L	I N 9 9 0 X	0 0 1	A

PROGETTAZIONE

Rev.	Descrizione emissione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima emissione	COCIV	07/01/2019	COCIV	07/01/2019	A. Mancarella 	07/01/2019	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. A. Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R

n. Elab.

Nome File: IG51-05-E-CV-CL-IN99-0X-001-A00

CUP: F81H92000000008

INDICE

1	Premessa.....	2
2	Normativa di riferimento.....	3
3	Materiali impiegati.....	4
4	Dati geotecnici.....	4
5	Verifiche.....	5
5.0	Caratteri generali: modelli di calcolo.....	5
5.1	Verifiche Tipologico TG 0.074 Centralina Riscaldamento Deviatoio e Trasmittichieve.....	6
5.1.1	Verifica strutturale piazzola per centralina oleodinamica.....	6
5.1.2	Verifica capacità portante piazzola centralina oleodinamica.....	7
5.1.3	Verifica strutturale piazzola per telefono e trasmittichieve.....	9
5.1.4	Verifica capacità portante piazzola telefono e trasmittichieve.....	12
5.2	Verifiche Tipologia R.T.B.	15
5.2.1	Verifica strutturale fabbricato.....	15
5.2.2	Verifica capacità portante R.T.B.	22
5.3	Verifiche Tipologico Shelter e Antenna in Rilevato.....	24
5.3.1	Verifica strutturale piazzola Shelter.....	24
5.3.2	Verifica capacità portante piazzola Shelter.....	28
5.3.4	Verifiche basamento antenna da 30 metri.....	30
5.3.5	Verifiche massetto di completamento.....	37

1 Premessa

I calcoli contenuti nella presente relazione si riferiscono alle verifiche strutturali dei tipologici di piazzole in cemento armato poste lungo il rilevato della linea Alta Capacità Genova – Milano adibite a basamento per vari apparati tecnologici.

Nell'elenco che segue sono elencati i tipologici presi in considerazione e gli elaborati contenenti i carichi agenti sulle piazzole. I documenti elencati nella Tabella 1 sono da considerarsi parte integrante della presente relazione tecnica ed hanno lo scopo di fornire un maggiore dettaglio nella descrizione dei tipologici considerati.

Tabella 1

Apparato tecnologico	Opera civile	Elaborato di riferimento
Tg 0.074 Tip. Centralina Riscaldamento Deviatoio e Trasmittichave	TG. 0,074 - tipologico basamento per centralina riscaldamento deviatoio e trasmittichave	IG51-00-E-CV-BZ-OC-00-00-003
Shelter e antenna in rilevato	Basamenti per shelter e antenna 30m	IG51-00-E-CV-AZ-OC-00-00-003 IG51-00-E-CV-AZ-OC-00-00-004 IG51-00-E-CV-BZ-OC-00-00-001
Fabbricato R.T.B.	Basamento per R,T.B.	IG51-00-E-CV-BZ-OC-00-00-002

Le verifiche, suddivise per ogni tipologico, sono riportate nei capitoli successivi

2 Normativa di riferimento

Il progetto é redatto in conformità alle Normative seguenti:

- UNI-EN 206-1 Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- Legge 05.11.1971 n. 1086: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio normale e precompresso e a struttura metallica";
- Norma UNI-ENV 1992/1/1 Progettazione delle strutture di calcestruzzo.
- D.M. 09.01.1996: " Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- D.M. 16.01.1996: “ Norme tecniche relative ai <<criteri generali per la verifiche di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>”
- D.M. 16.01.1996: “Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica”
- D.M. 14.02.1992: “Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”
- Circolare 04/07/1996 n.156/AA.GG./STC. “Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifiche di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi” di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.
- Circolare 15.10.1996 n.252/AA.GG./S.T.C. “Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996
- Circolare 10.04.1997 n.65/AA.GG.”Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica” di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996
- Norma C.N.R. UNI 10024/86 "Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo".

3 Materiali impiegati

I materiali previsti per la costruzione delle opere in oggetto sono i seguenti:

Acciaio per calcestruzzo

Sarà del tipo FeB 44 K, controllato in stabilimento, con $\sigma_{amm} = 2.600 \text{ Kg/cm}^2$.

Conglomerato

Conglomerato di classe Rck = 300 Mpa avente le seguenti tensioni ammissibili:

$$\sigma_{amm} = 9.75 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{0_{amm}} = 0.60 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{1_{amm}} = 1.83 \text{ Mpa}$$

4 Dati geotecnici

Le piazzole saranno costruite sul rilevato ferroviario le cui caratteristiche geotecniche assunte nel calcolo sono di seguito riportate.

·	Peso specifico terreno	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$;
·	Angolo di attrito interno	$\Phi = 28^\circ$;
·	Coesione interna	$C' = 0 \text{ kpa}$.
·	Modulo elastico	$E = 50 \text{ Mpa}$

5 Verifiche

5.0 Caratteri generali: modelli di calcolo

Per la valutazione delle caratteristiche di sollecitazione e di deformazione degli elementi strutturali sono stati predisposti dei modelli di calcolo agli elementi finiti.

Il programma di calcolo utilizzato è il SAP 2000 v.8.

La modellazione è stata articolata secondo le seguenti fasi:

1. Definizione della geometria e dei nodi del modello;
2. Modellazione degli elementi strutturali;
3. Modellazione dei materiali;
4. Modellazione dei vincoli;
5. Applicazione dei carichi.

Per la modellazione delle piastre sono stati utilizzati elementi strutturali finiti tipo “frame” nel caso in cui la lunghezza della piastra sia molto maggiore della larghezza o elementi “shell” nel caso le due dimensioni della piastra siano comparabili. Agli elementi finiti sono state applicate le “molle alla Winkler”.

Quando si utilizzano elementi “frame” la larghezza di ogni elemento è pari alla dimensione minore della piastra di fondazione e l'altezza è pari allo spessore. Ogni elemento è stato suddiviso in “sottoelementi” di lunghezza massima pari a 0.20 m. Ad ogni elemento frame sono state applicate le molle alla Winkler, il cui valore è moltiplicato per la larghezza della fondazione (l'area di influenza longitudinale di ciascuna molla è poi calcolata automaticamente dal programma).

Quando si utilizzano elementi “shell” le molle alla Winkler sono state applicate in modo analogo ed anche in questo caso l'area di influenza longitudinale di ciascuna molla è poi calcolata automaticamente dal programma

Il valore della costante di sottofondo è stato cautelativamente assunto pari a 1kg/cmq.

5.1 Verifiche Tipologico TG 0.074 Centralina Riscaldamento Deviatoio e Trasmittichiave

5.1.1 Verifica strutturale piazzola per centralina oleodinamica

Gli elaborati grafici generali relativi a questa piazzola sono riportati nel documento IG51-00-E-CV-BZ-OC-00-00-003

Questa piazzola è in cemento armato con dimensioni in pianta di 1.750 x 4.700 m per uno spessore di 0.3 metri.

I carichi gravanti sulla struttura sono dati dal peso della centralina oleodinamica (peso pari a 290 Kg), dai due trasformatori R.D. (peso pari a 210 kg ciascuno) e dal segnale indicatore (peso pari a 80 kg).

La struttura è stata modellata con elementi frame di larghezza 1.75 metri e altezza pari a 0.3 metri. Nella figura successiva si riporta lo schema strutturale del modello di calcolo.

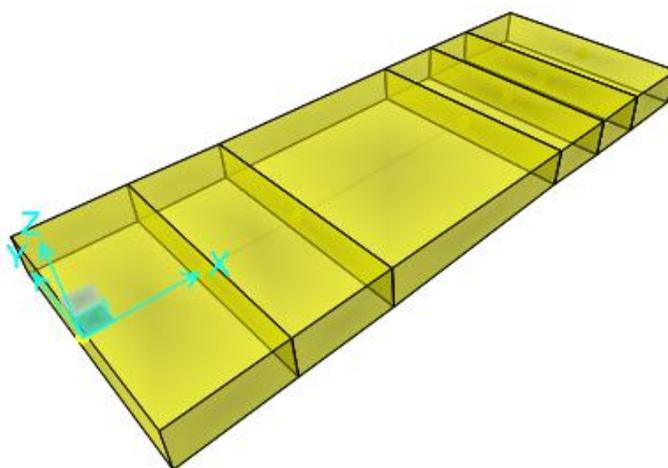


Fig. Schema strutturale

Il modello è stato caricato con le azioni verticali sopra descritte e dal peso proprio.

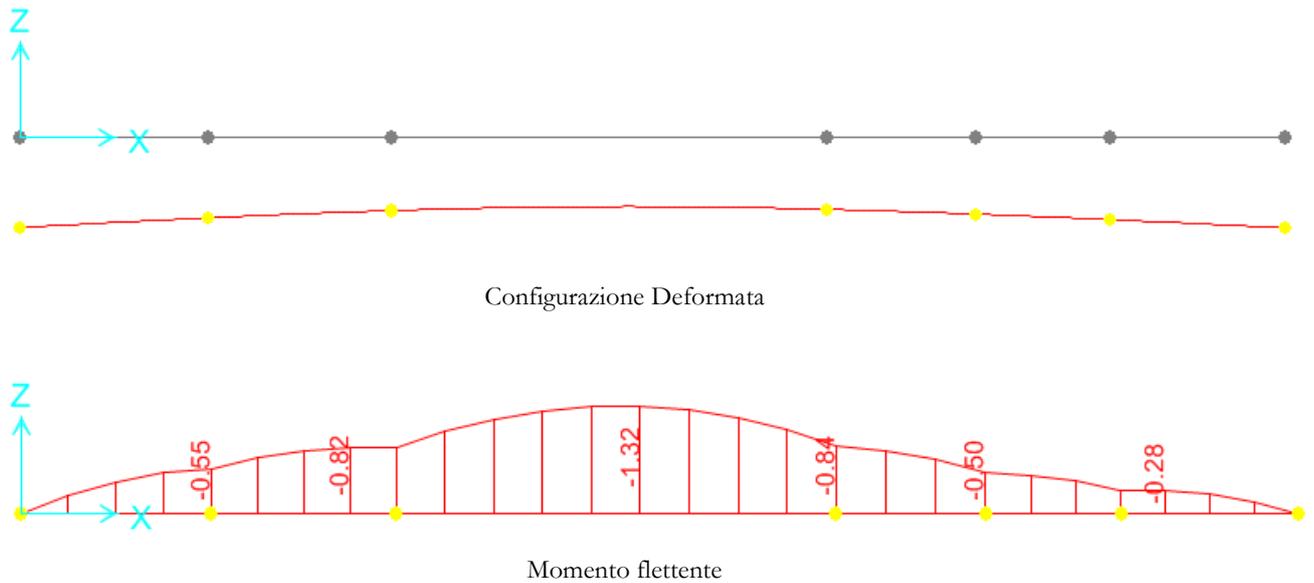
I carichi sono stati considerati concentrati lungo l'asse principale della piazzola; per la centralina oleodinamica e i trasformatori RD i carichi sono stati suddivisi in parti uguali tenendo conto della posizione dei piedi di appoggio (ved. figura successiva).

Nella figura seguente si riporta la distribuzione dei carichi sulla struttura.



Fig. Carichi agenti sulla struttura (in kN). In ordine da sinistra a destra: piede sx della centralina oleodinamica (1.45 kN) , segnale indicatore (0.8 kN), piede dx della centralina oleodinamica (1.45 kN); piedi dei due trasformatori RD.

Nelle figure successive sono riportati i risultati del calcolo mentre i tabulati di output del programma sono riportati in allegato 1.



Le verifiche vengono condotte alle tensioni ammissibili limitando la tensione nell'acciaio a 160 Mpa al fine di garantire la verifica alla fessurazione delle strutture a contatto del terreno.

Il calcolo delle sollecitazioni è effettuato considerando una sezione rettangolare di larghezza 1.75 metri ed altezza pari a 30 cm.

Momento flettente pari a 1.32 kNm

$b = 175 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; Copriferro = 5 cm
 $A_f = 8 \phi 12$ (passo 200 mm) armatura superiore
 $A_f' = 8 \phi 12$ (passo 200 mm) armatura inferiore

$\sigma_{cls} = 0.12 \text{ Mpa}$; $\sigma_{acc} = 6.3 \text{ Mpa}$

Le sollecitazioni sono di entità molto contenute. L'armatura è stata scelta in modo tale da garantire il minimo da normativa per le piastre (si è seguito l'Eurocodice 2 che consiglia una armatura minima in zona tesa pari allo 0.15% della sezione in calcestruzzo).

5.1.2 Verifica capacità portante piazzola centralina oleodinamica

Per la verifica della capacità portante del suolo si fa riferimento alla formula di Brinch-Hansen (1970) considerando una platea di fondazione equivalente rettangolare di dimensioni 1.75 m per 4.70 metri. Il carico trasmesso dalla platea al suolo è valutato considerando il peso proprio della platea di fondazione (P1) e i carichi esterni (P2+P3).

La somma di tali carichi è pari a:

$$P = P1 + P2 + P3 = 4.7 * 1.75 * 2500 * 0.30 + 290 + 210 + 210 + 80 = 6950 \text{ kg}$$

I momenti rispetto al baricentro del basamento indotti dai suddetti carichi sono:

$$M_x = 1010 \text{ Kgcm} \text{ nella direzione minore del basamento}$$

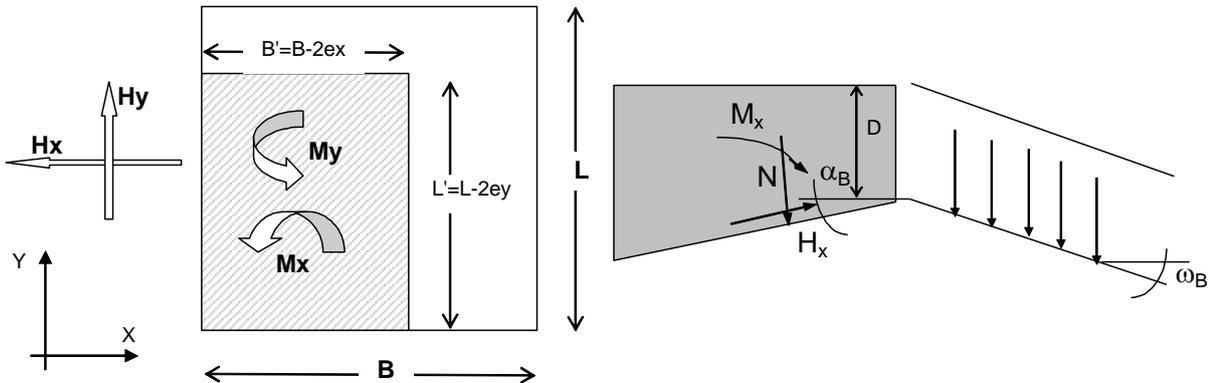
$$M_y = 1946 \text{ Kgcm} \text{ nella direzione maggiore del basamento.}$$

La capacità portante è calcolata con il foglio elettronico riportato qui di seguito.

Nel calcolo della capacità portante si tiene conto del fatto che questo tipologico non si trova su rilevato.

CALCOLO DELLA q_{LIM} ALLA BRINCH-HANSEN (1970)

$$q_{lim} = 1/2 \gamma' * B' * N_{\gamma} * s_{\gamma B} * i_{\gamma B} * b_{\gamma B} * g_{\gamma B} + q' * N_q * s_{qB} * b_{qB} * d_{qB} * i_{qB} * g_{qB}$$



Verifiche nella condizione più sfavorevole : momento nella direzione x.

Falda (1= presente ; 0 = assente)	0
-----------------------------------	----------

Parametri geotecnici del terreno				Coeff. di fondazione		Geometria		
γ (Kg/m ³)	γ' (kg/cm ³)	ϕ (°)	ϕ (rad)	N_q	N_{γ}	B (cm)	L (cm)	D (cm)
2000	0.002	38	0.663	48.933	56.174	175	470	30

Carichi agenti sulla fondazione					Eccentricità		Dimensioni ridotte	
N (Kg)	Hx (Kg)	Hy (Kg)	Mx (Kgcm)	My (Kgcm)	ex (cm)	ey (cm)	B' (cm)	L' (cm)
6950	0	0	1010	1946	0.1	0.28	174.7	469.4

Fattori di inclinazione del carico				Fattori di forma		Fattori di profondità			q' Kg/cm ²
Direzione x		Direzione Y		$S_{\gamma B}$	S_{qB}	D/B'	d_{qB}	$d_{\gamma B}$	
$i_{\gamma B}$	i_{qB}	$i_{\gamma L}$	i_{qL}						
1.000	1.000	1.000	1.000	0.851	1.229	0.172	1.040	1	0.06

Fattori inclinazione piano di posa			Fattori di inclinazione del piano campagna			
α_B (°)	$b_{\gamma B}$	b_{qB}	ω_B (°)	ω_B (rad)	g_{qB}	$g_{\gamma B}$
0	1	1	0	0.000	1.000	1.000

VERIFICHE CAPACITA' PORTANTE			
Pressione limite	q_{lim}	=	12.105 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	q_{amm}	= $q_{lim}/3$	= 4.035 Kg/cm ²
Pressione efficace	q_s	= $N/(B'*L')$	= 0.085 Kg/cm ²
Fattore di sicurezza	FS	= q_{lim}/q_s	= 142.8

5.1.3 Verifica strutturale piazzola per telefono e trasmettichiave

Gli elaborati grafici generali relativi a questa piazzola sono riportati nel documento IG51-00-E-CV-BZ-OC-00-00-003

Questa piazzola è in cemento armato con dimensioni in pianta di 1.4 m x 2.2 m per uno spessore di 0.50 m.

I carichi gravanti sulla struttura sono quelli indotti dal telefono (carico verticale pari a 50 Kg, momento alla base pari a 665 Kgm, taglio alla base pari a 400 Kg) e dal trasmettichiave (carico verticale pari a 50 Kg, momento alla base pari a 665 Kgm, taglio alla base pari a 400 Kg)

La struttura è stata modellata con elementi bidimensionali di tipo shell su suolo elastico.

Nella figura successiva si riporta lo schema strutturale del modello di calcolo.

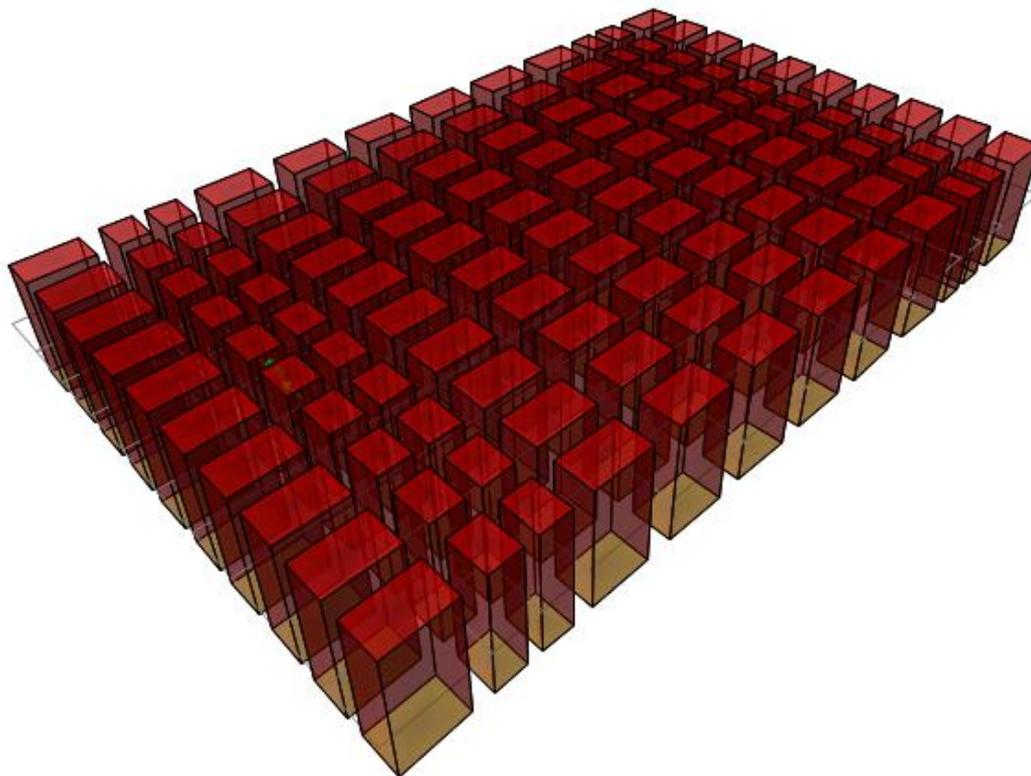


Fig. Schema strutturale

Il modello è stato caricato dal peso proprio, dalle azioni verticali e dai momenti flettenti sopra riportati.

I carichi, tranne il peso proprio, sono stati considerati concentrati.

Nella figura seguente si riporta la distribuzione dei carichi concentrati sulla struttura.

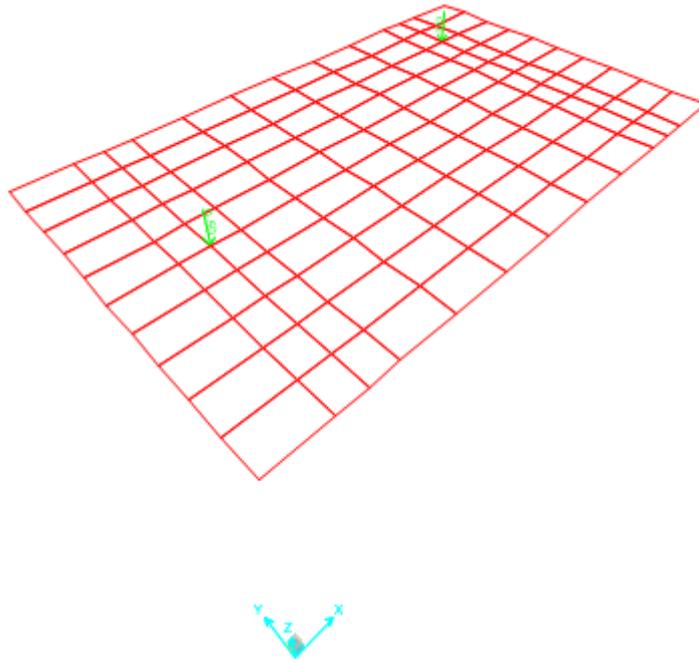
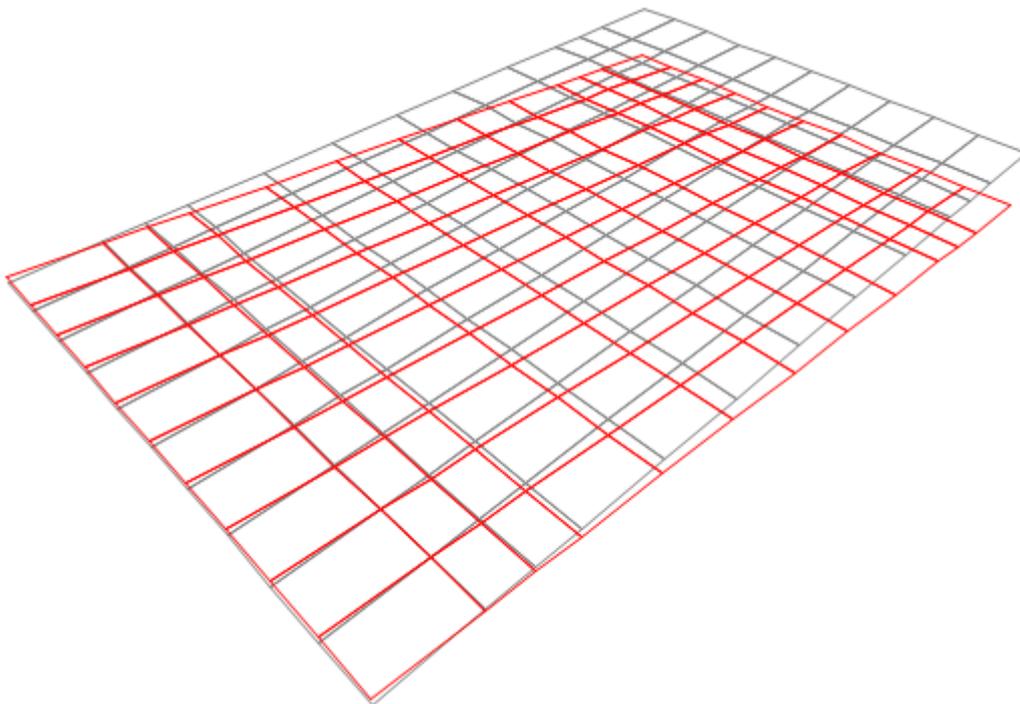
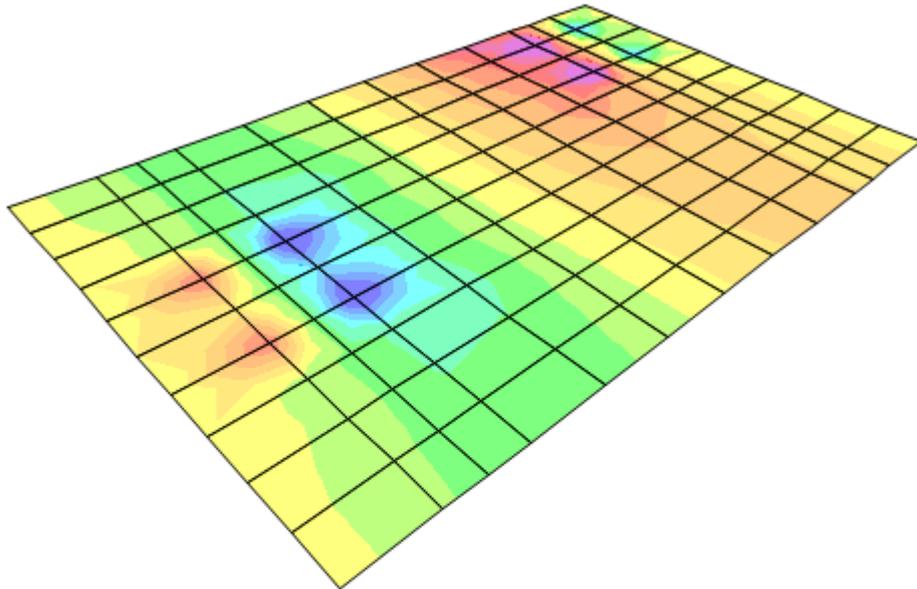


Fig. Punto di applicazione dei carichi concentrati agenti sulla struttura. I momenti sono considerati agenti attorno all'asse y.

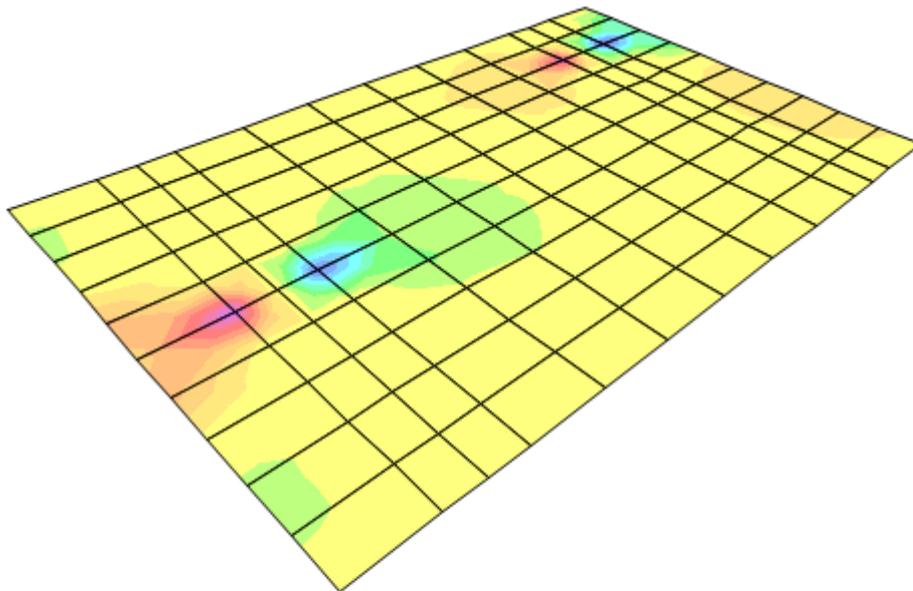
Nelle figure successive sono riportati i risultati del calcolo mentre i tabulati di output del programma sono riportati in allegato 2.



Deformata



Momenti flettenti in direzione y (kNm)



Momenti flettenti in direzione x (kNm)

Le verifiche vengono condotte alle tensioni ammissibili limitando la tensione nell'acciaio a 160 Mpa per al fine di garantire la verifica alla fessurazione delle strutture a contatto del terreno.

Il calcolo delle sollecitazioni è effettuato considerando una sezione rettangolare di larghezza unitaria ed altezza pari a 50 cm.

Il momento flettente massimo è pari a 6 kNm

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 50 \text{ cm}$; Copriferro = 5 cm
 $A_f = \phi 14 \text{ passo } 200 \text{ mm}$ armatura superiore
 $A_f' = \phi 14 \text{ passo } 200 \text{ mm}$ armatura inferiore

$\sigma_{cls} = 0.30 \text{ Mpa}$; $\sigma_{acc} = 18 \text{ Mpa}$

Le sollecitazioni sono di entità molto contenute. L'armatura è stata scelta in modo tale da garantire il minimo da normativa per le piastre (si è seguito l'Eurocodice 2 che consiglia una armatura minima in zona tesa pari allo 0.15% della sezione in calcestruzzo).

5.1.4 Verifica capacità portante piazzola telefono e trasmettichieve

Per la verifica della capacità portante del suolo si fa riferimento alla formula di Brinch-Hansen (1970) considerando una platea di fondazione rettangolare di dimensioni 1.40 m per 2.20 metri caricata con carichi verticali (peso proprio + pesi concentrati), orizzontali (azione tagliante alla base del telefono e del trasmettichieve) e momenti.

Le azioni verticali sono pari a

$$N = \text{peso proprio} + \text{telefono} + \text{trasmettichieve} = 1.40 \cdot 2.20 \cdot 2500 \cdot 0.50 + 50 + 50 = 3950 \text{ kg}$$

Le azioni orizzontali sono pari a:

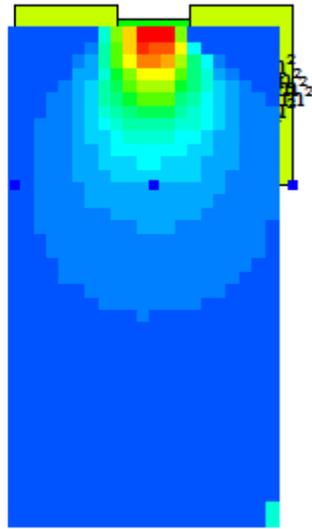
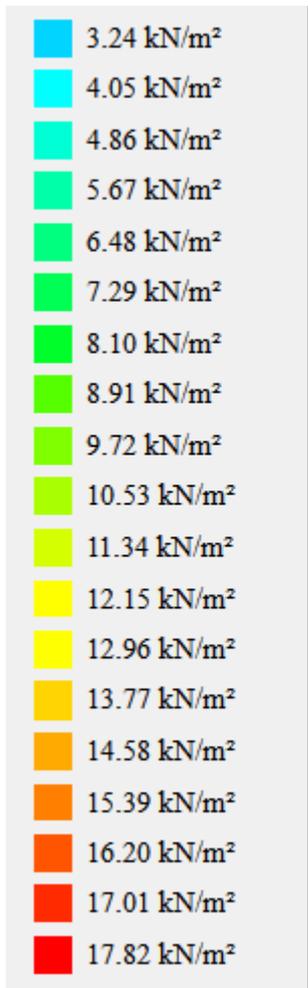
$$T = \text{taglio telefono} + \text{taglio trasmettichieve} = 400 + 400 = 800 \text{ kg}$$

I momenti rispetto al baricentro del basamento sono dati dalla somma dei momenti alla base del telefono e trasmettichieve e dei momenti dovuti dai pesi (braccio in funzione della distanza tra punto di applicazione del carico e baricentro del basamento) e dalle azioni taglianti (braccio pari allo spessore del basamento). Nel seguito si considera la combinazione più sfavorevole vale a dire nel caso in cui i momenti concentrati alla base del telefono e trasmettichieve agiscono lungo la direzione minore del basamento (condizione a favore di sicurezza):

$$\begin{aligned} M_x &= 2 \cdot 66500 + 2 \cdot 400 \cdot 50 + 50 \cdot 35 + 50 \cdot 0 = 174750 \text{ Kgcm} && \text{direzione minore del basamento} \\ M_y &= 50 \cdot (-70) + 50 \cdot 75 = 250 \text{ Kgcm} && \text{direzione maggiore del basamento.} \end{aligned}$$

La capacità portante è calcolata con il software loadcap della Geostru.

Nel calcolo si tiene conto del fatto che questa piazzola non si trova su rilevato.



DATI GENERALI

Larghezza fondazione	1.4 m
Lunghezza fondazione	2.2 m
Profondità piano di posa	0.5 m

STRATIGRAFIA TERRENO

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH (m)	Gam (kN/m ³)	Gams (kN/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (kN/m ²)	c Corr. (kN/m ²)	cu (kN/m ²)	Ey (kN/m ²)	Ed (kN/m ²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
3,0	18,0	18,0	28,0	28	0,0	0,0	0,0	49033,2 5	0,0	0,2	0,0	0,0

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	14.72
Fattore [Nc]	25.8
Fattore [Ng]	11.19
Fattore forma [Sc]	1.59
Fattore profondità [Dc]	1.12
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.29
Fattore profondità [Dq]	1.06
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.29
Fattore profondità [Dg]	1.06
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	197.05 kN/m ²
Resistenza di progetto	65.68 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

5.2 Verifiche Tipologia R.T.B.

5.2.1 Verifica strutturale fabbricato

Gli elaborati grafici generali relativi a questo fabbricato sono riportati nel documento IG51-00-E-CV-BZ-OC-00-00-002

Il fabbricato in oggetto di dimensioni interne 290x505 cm è costituito da una platea di fondazione in C.A. di spessore 25cm risvoltata sui lati a formare una vasca per il primo tratto posto sotto il piano campagna, appoggiata su questi muri in C.A. si innalza una muratura portante armata anch'essa spessa 25cm in poroton o similare al fine di garantire un minimo di coibentazione, dovendo essere il fabbricato attrezzato con sistema di condizionamento.

La soletta di copertura avente spessore 20cm è realizzata mediante lastre predalles opportunamente ancorate alla sottostante muratura.

Analisi dei carichi

peso proprio (soffitto $h = 5+12+4 = 20$)	=	270 daN/mq
peso proprio impermeabilizzazione copertura	=	15 daN/mq
muratura armata compresi due intonaci	=	315 daN/mq
sovraccarico neve	=	160 daN/mq
Apparati posizionati all'interno	=	3.800 daN

Parametri geotecnici assunti nel calcolo:

$$q_{amm} = 2 \text{ daN/cm}^2$$

$$\varphi = 28^\circ$$

$$c = 0$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$K = 2 \text{ coefficiente di Winkler}$$

Si allegano alla presente i tabulati di verifica relativi agli elementi strutturali calcolati.

I calcoli strutturali sono stati eseguiti con l'ausilio del programma di calcolo automatico MasterSAP, realizzato dalla AMV Studio Software di Ronchi dei Legionari (GO), Via Roma 96 per la parte modellata agli elementi finiti.

Le strutture in oggetto sono state calcolate con il metodo delle tensioni ammissibili.

IMPOSTAZIONI GENERALI DEL MODELLO STRUTTURALE

Nel capitolo seguente sono presentate le caratteristiche del modello strutturale adottato per l'edificio ed i principali risultati del calcolo statico.

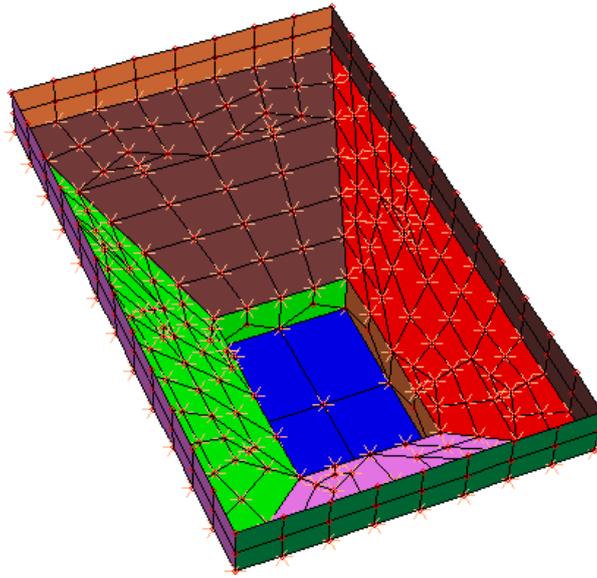
La struttura è stata modellata agli elementi finiti con un modello tridimensionale costituito da elementi piastre.

Oltre agli elementi del modello sono presentati in forma grafica anche i principali risultati in termini di carichi, sollecitazioni e deformazioni degli elementi.

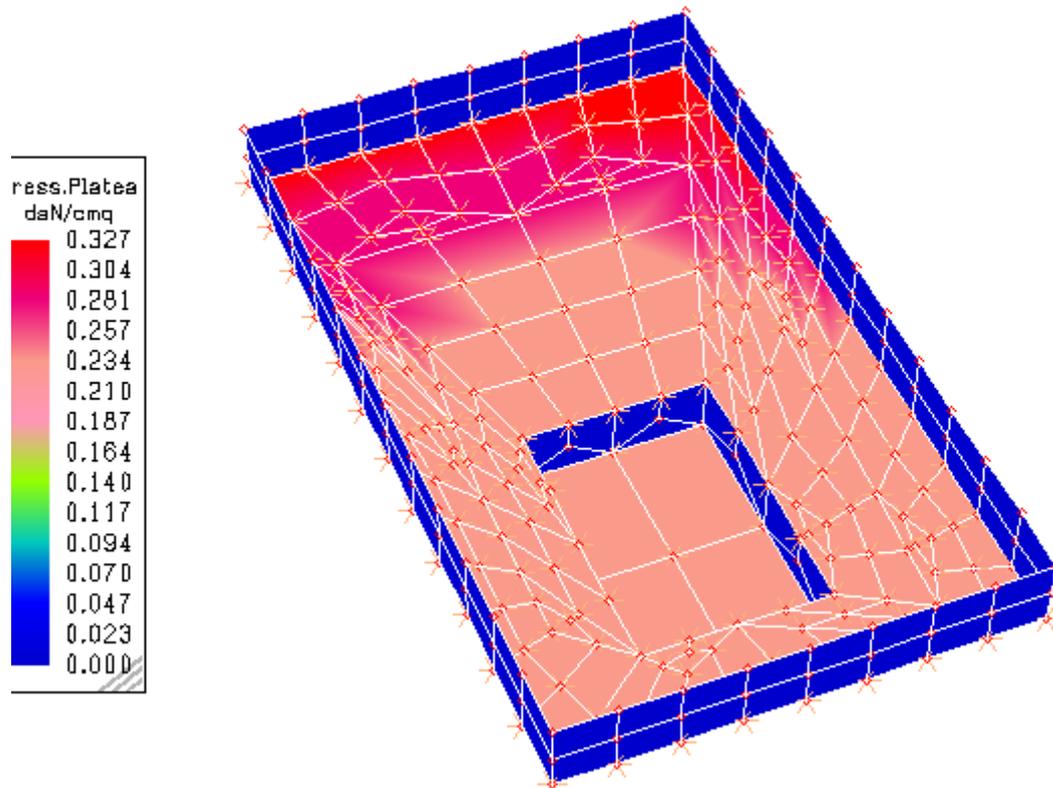
Tali immagini illustrano in maniera sintetica i risultati del calcolo.

FONDAZIONE IN C.A.

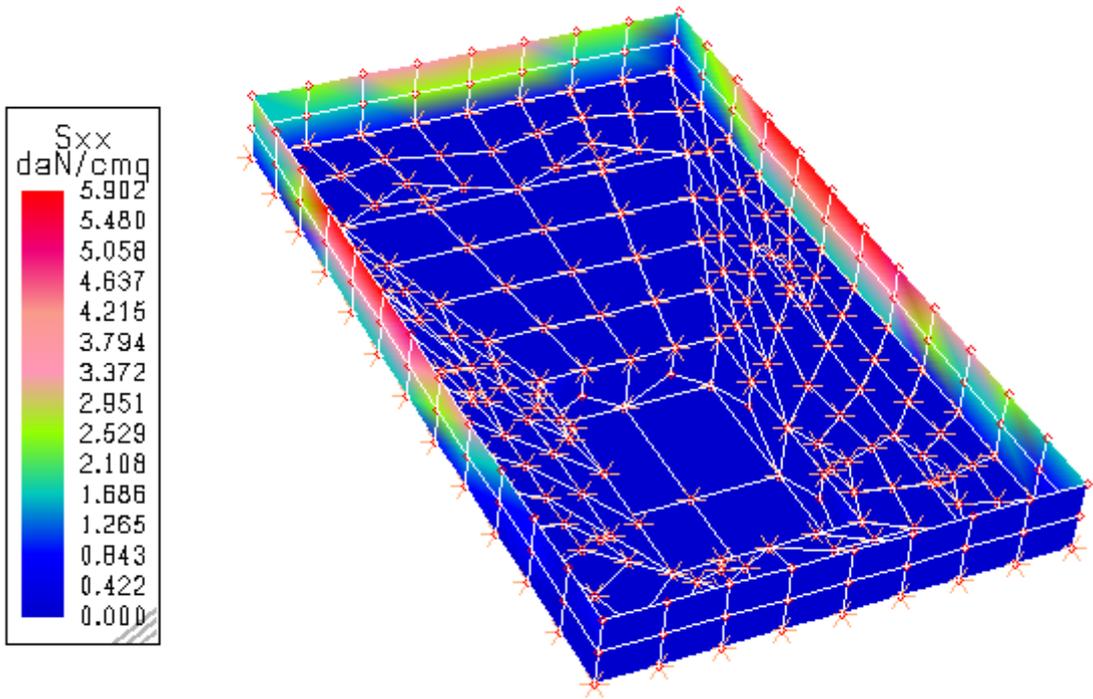
Schema generale del modello strutturale.



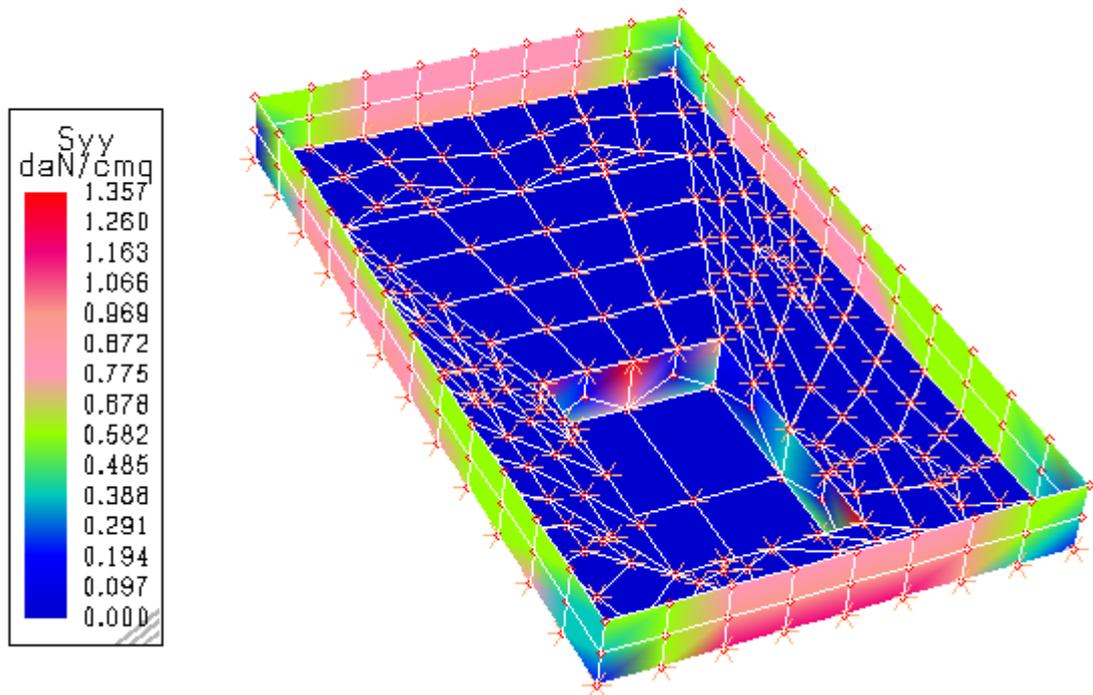
Pressione platea di fondazione.



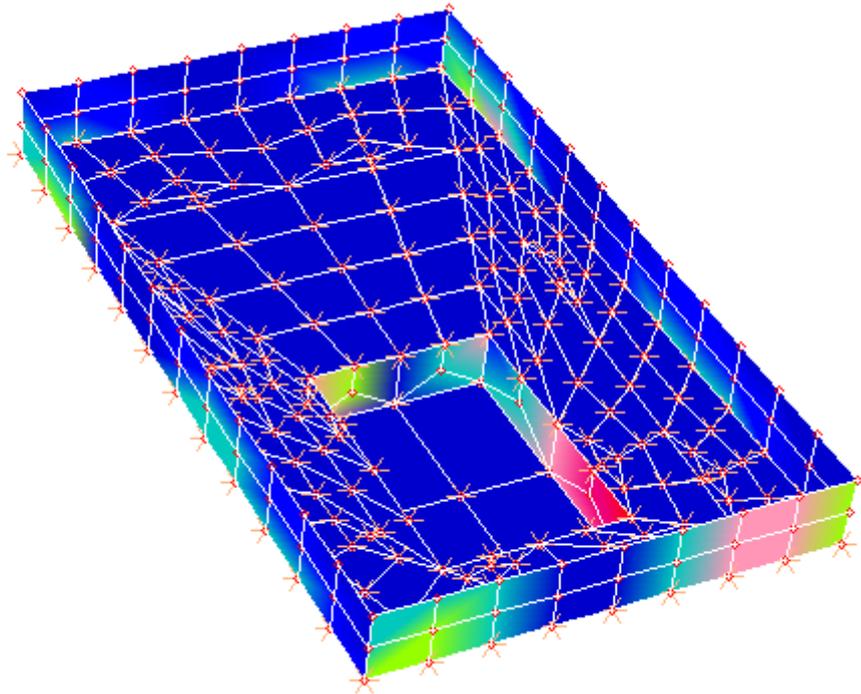
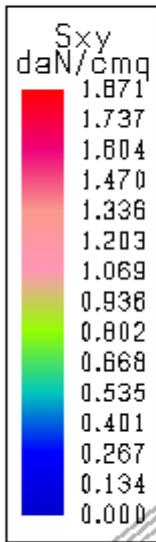
Tensione Sxx.



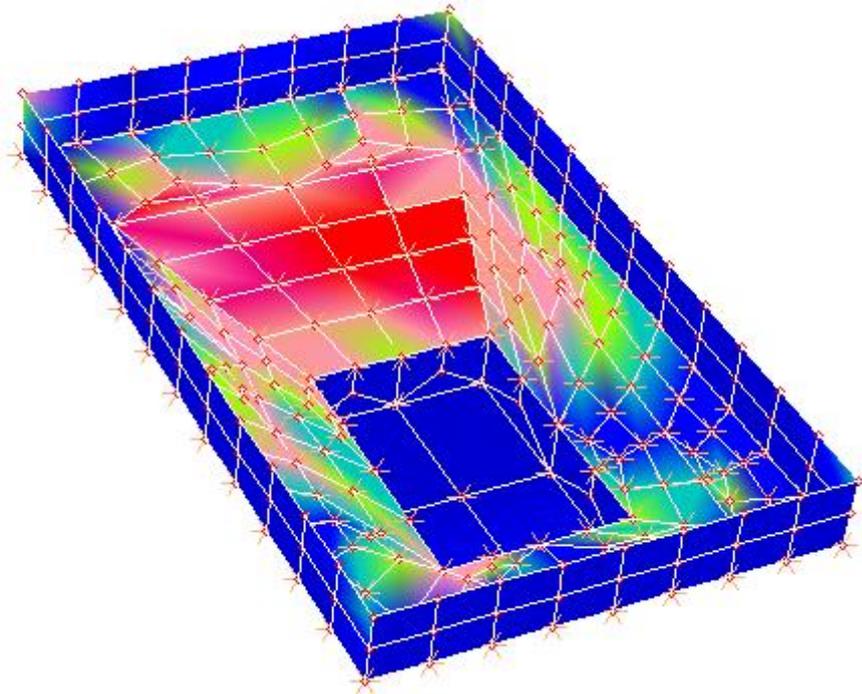
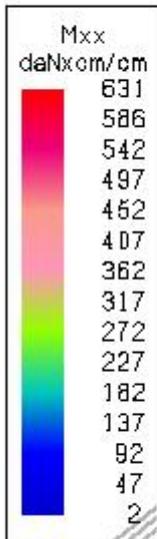
Tensione Syy.



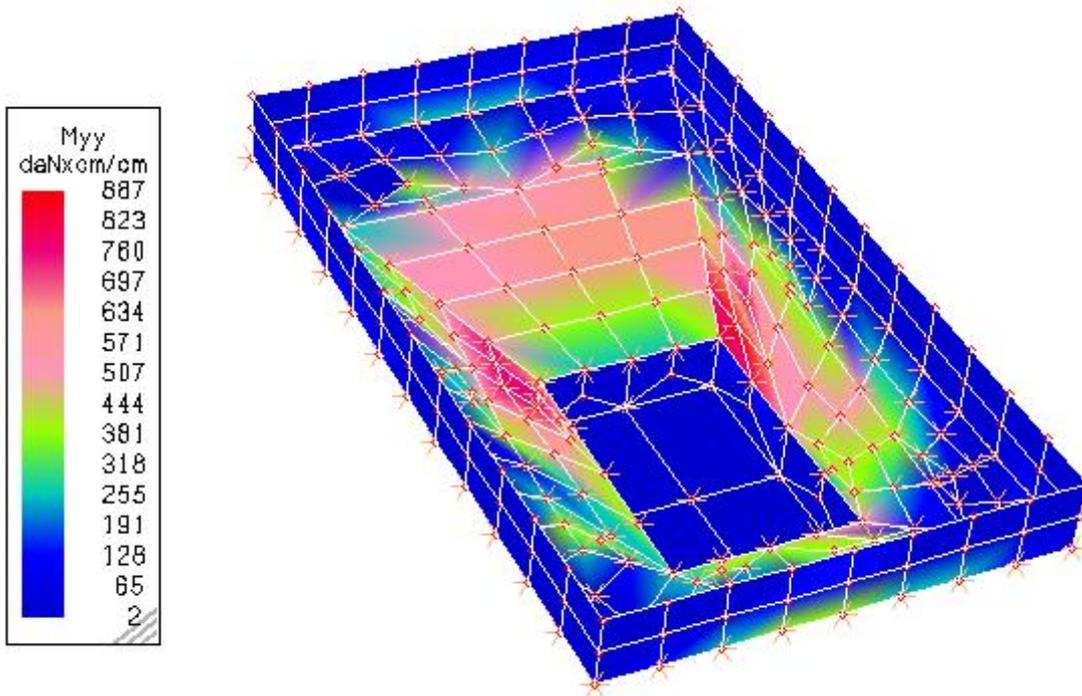
Tensione Sxy.



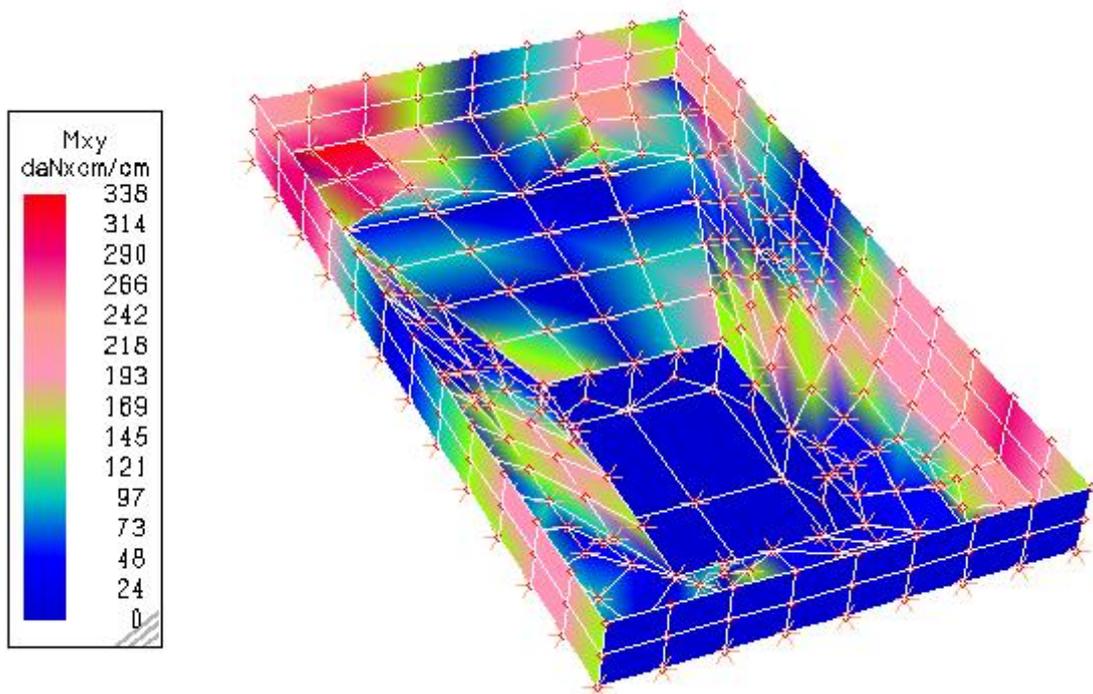
Momento Mxx.



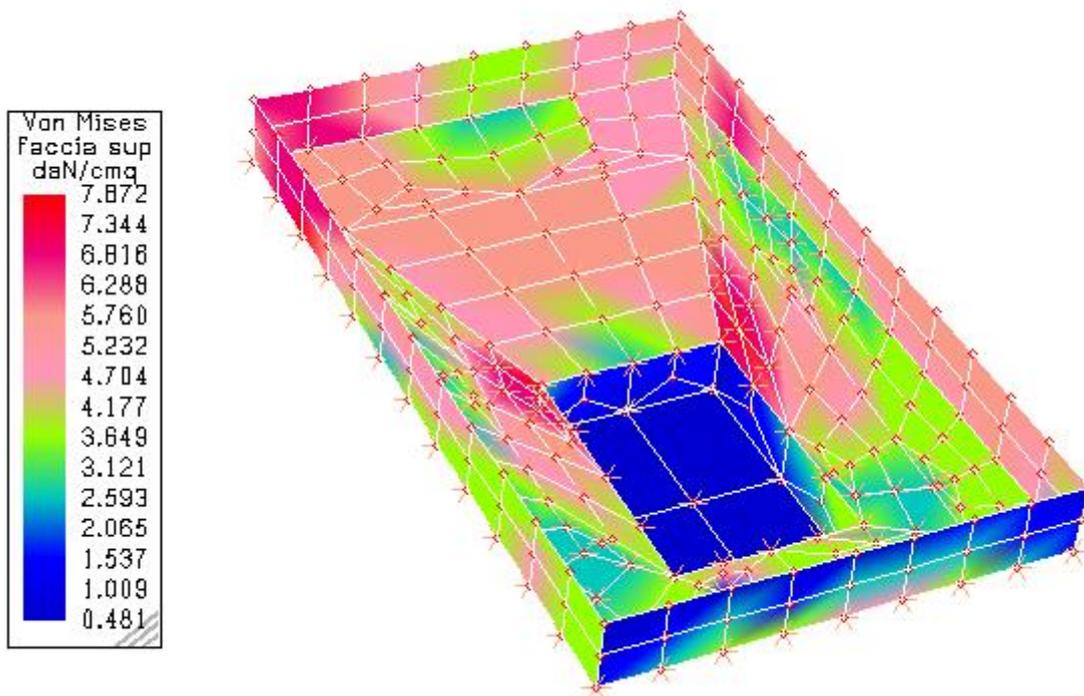
Momento M_{yy} .



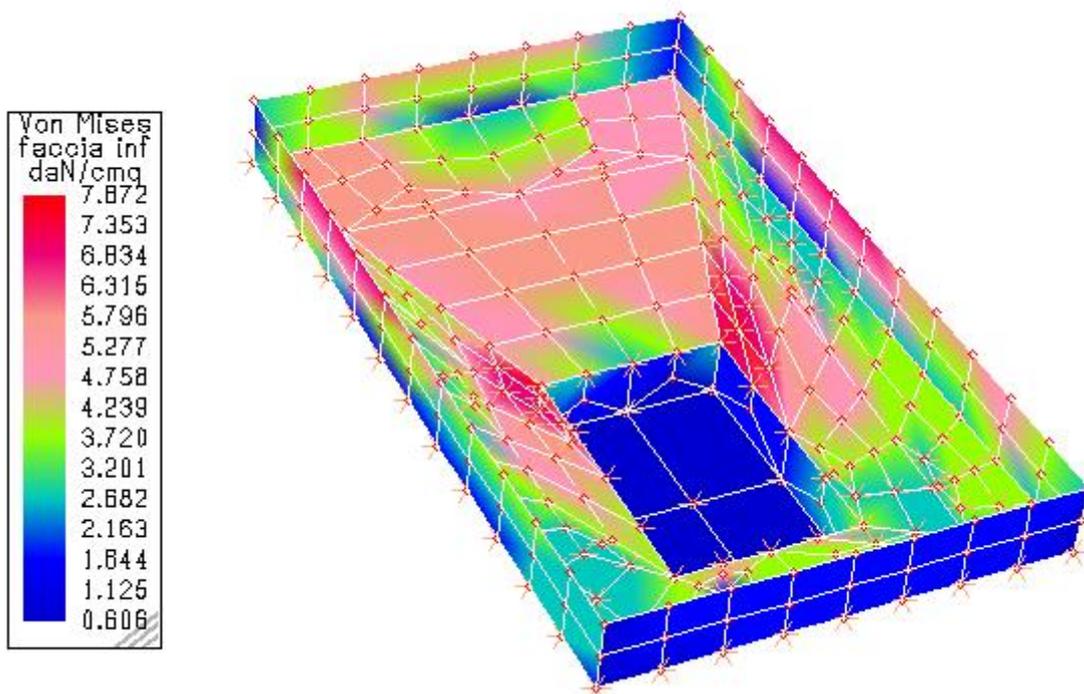
Momento M_{xy} .



Tensioni ideali piastre secondo il criterio di Von Mises faccia superiore.



Tensioni ideali piastre secondo il criterio di Von Mises faccia inferiore.



DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI

Nell'allegato sono riportati i risultati del calcolo di dimensionamento e verifica degli elementi strutturali. Non risultano essere necessarie armature aggiuntive al di fuori di quella diametro 12 mm e passo 200x200 di sposta su entrambe le facce di tutti gli elementi.

Per i dettagli del posizionamento delle armature si rimanda agli elaborati grafici.

MURATURA PORTANTE

Calcolo secondo D.M. 20/11/1987

L'edificio in oggetto ricade tra quelli che possono essere dimensionati secondo il metodo semplificato essendo rispettate le seguenti condizioni:

- | | |
|---|------------------------------|
| | Fabbricato R.T.B. in oggetto |
| 1. Non più di tre piani fuori terra | 1 piano |
| 2. Rapporto B/L maggiore di 1/3=0.333 | 0.6126 |
| 3. Snellezza di tutti i muri (h/t) minore uguale a 12 | 11.48 |
| 4. Ax e Ay maggiori del 4% dell'area dell'impalcato | 14.7% - 6.62% |
| 5. Tensione media di calcolo alla base, minore o uguale alla tensione massima ammissibile | |

$$\sigma = \frac{P}{0.65 \cdot A} \leq \sigma_{amm}$$

ANALISI DEI CARICHI

peso proprio (solai h = 5+12+4 = 20)	=	270 daN/mq*6.0*3.9=6318 daN
peso proprio impermeabilizzazione copertura	=	15 daN/mq *6.0+3.9=351 daN
muratura semipiena armata compresi due intonaci	=	315 daN/mq*2.87*11.10*5.8=58202daN
sovraccarico neve	=	160 daN/mq*6.0*3.9=3744 daN

TOT: 68615,73 daN

$$\sigma = \frac{68615.73}{0.65 \cdot 42.250} = 2.49 \leq \sigma_{amm}$$

L'edificio risulta pertanto verificato secondo la procedura semplificata del D.M. 20/11/1987

SOLETTA DI COPERTURA

ANALISI DEI CARICHI

peso proprio (solai h = 5+12+4 = 20)	=	270 daN/mq
peso proprio impermeabilizzazione copertura	=	15 daN/mq
sovraccarico accidentale	=	200 daN/mq

Travetto

Rck cls	[daN/cm²]=	300	σs	[daN/cm²]=	2600	n=	15
Base superiore	[cm]=	60	Altezza totale	[cm]=	16		
Spessore anima	[cm]=	13	Altezza ala	[cm]=	4		
Copriferro	[cm]=	3.0	Luce interasse	[cm]=	329		
CONDIZIONE Permanente			Fx	Fy	Mz		
DISTRIBUITO UNIFORME			[daN/m]=	0.00	-170.00		
CONDIZIONE Variabile			Fx	Fy	Mz		
DISTRIBUITO UNIFORME			[daN/m]=	0.00	-120.00		
VERIFICA	MOMENTO	σs	σc	x	As	A's	
Fless.	[daNm]	[daN/cm²]	[daN/cm²]	[cm]	[cm²]	[cm²]	
sinistro	-180	1859.05	23.42	2.07	0.79	0.79	
campata	186	1922.78	24.22	2.07	0.79	0.79	
destro	-180	1859.05	23.42	2.07	0.79	0.79	
Tmax	[daN]=	477					
τ max	[daN/cm²]=	3.20					

5.2.2 Verifica capacità portante R.T.B.

Per la verifica della capacità portante del suolo si fa riferimento alla formula di Meyerhoff considerando una platea di fondazione rettangolare di dimensioni in pianta 3.4 m per 5.55 metri caricata con carichi verticali (peso proprio + pesi concentrati) .

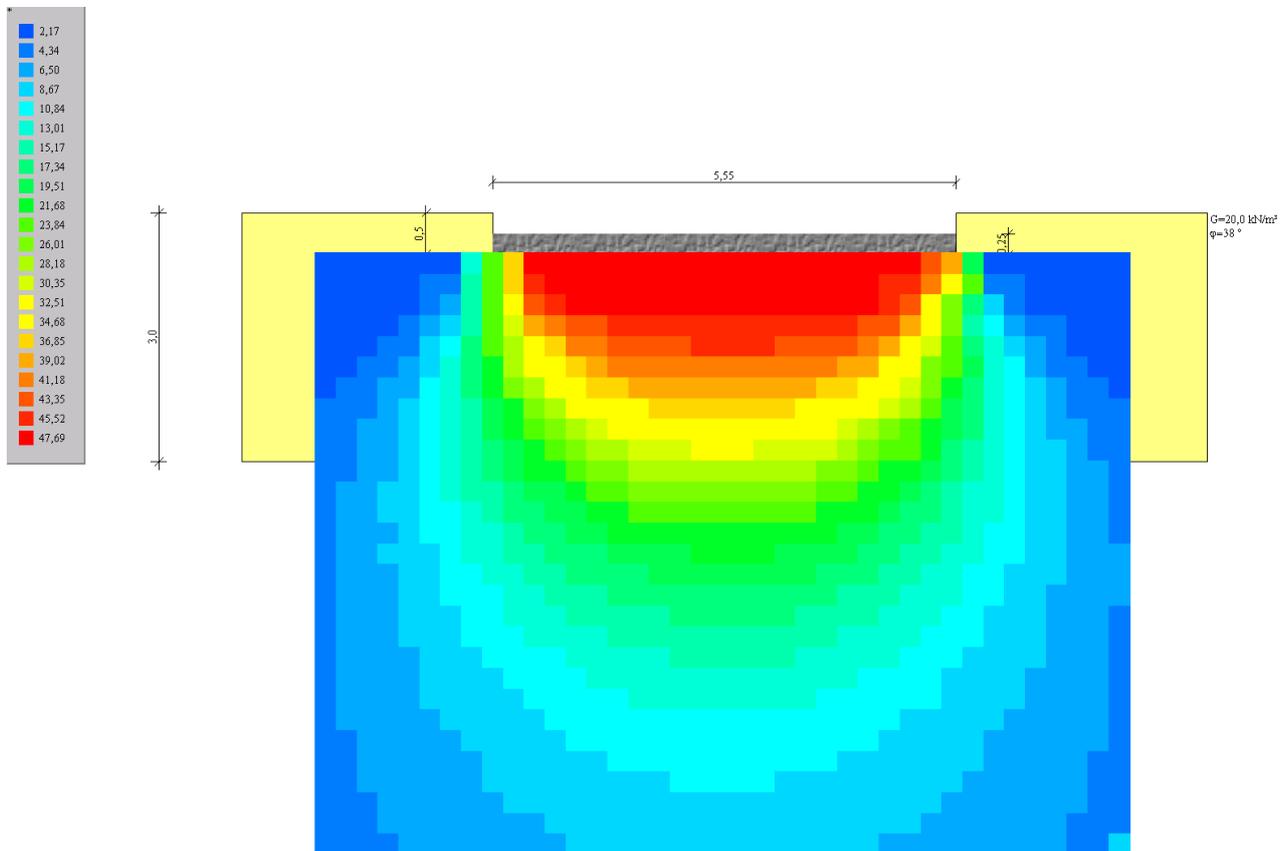
Le azioni verticali sono pari a

$$N = \text{peso proprio} + \text{apparati tecnologici} =$$

$$(68615.73 + 0.5 \cdot 0.25 \cdot 17.9 \cdot 2500 + 0.25 \cdot 5.55 \cdot 3.4 \cdot 2500) + 3.800 = 89.803,23 \text{ daN}$$

Per la verifica si considera un carico pari a 90.000 daN

La capacità portante è calcolata con il software loadcap della Geostru.



DATI GENERALI

Larghezza fondazione	5,55 m
Lunghezza fondazione	3,4 m
Profondità piano di posa	0,5 m
Altezza di incastro	0,0 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Acc. massima orizzontale (g)	0,04
Cedimento dopo T anni	0,0

STRATIGRAFIA TERRENO

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH (m)	Gam (kN/m ³)	Gams (kN/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (kN/m ²)	c Corr. (kN/m ²)	cu (kN/m ²)	Ey (kN/m ²)	Ed (kN/m ²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
3,0	18,0	18,0	28,0	28	0,0	0,0	0,0	49033,2 5	0,0	0,2	0,0	0,0

CARICHI AGENTI SULLA FONDAZIONE (Provenienti da struttura)

Pressione verticale (kN/m²) 47,69

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	14.72
Fattore [Nc]	25.8
Fattore [Ng]	11.19
Fattore forma [Sc]	1.34
Fattore profondità [Dc]	1.05
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.17
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.17
Fattore profondità [Dg]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite 413.48 kN/m²
Resistenza di progetto 137.83 kN/m²

Essendo p inferiore alla portata ammissibile la verifica è da ritenersi soddisfatta.

5.3 Verifiche Tipologico Shelter e Antenna in Rilevato

5.3.1 Verifica strutturale piazzola Shelter

Gli elaborati grafici relativi al basamento shelter sono riportati nei documenti IG51-00-E-CV-AZ-OC-00-00-003 e IG51-00-E-CV-AZ-OC-00-00-004

Il basamento è in cemento armato con dimensioni in pianta di 7 m x 3.5 m per uno spessore di 0.95 m e 0.50 m tranne in prossimità di alcuni vani in cui lo spessore è inferiore.

I carichi principali gravanti sulla struttura sono quelli indotti dallo shelter (carico verticale pari a 7000 Kg, momento alla base pari a 3300 Kgm, taglio alla base pari a 2000 Kg).

La struttura è stata modellata con elementi bidimensionali di tipo shell posti su suolo elastico.

Nella figura successiva si riporta lo schema strutturale del modello di calcolo.

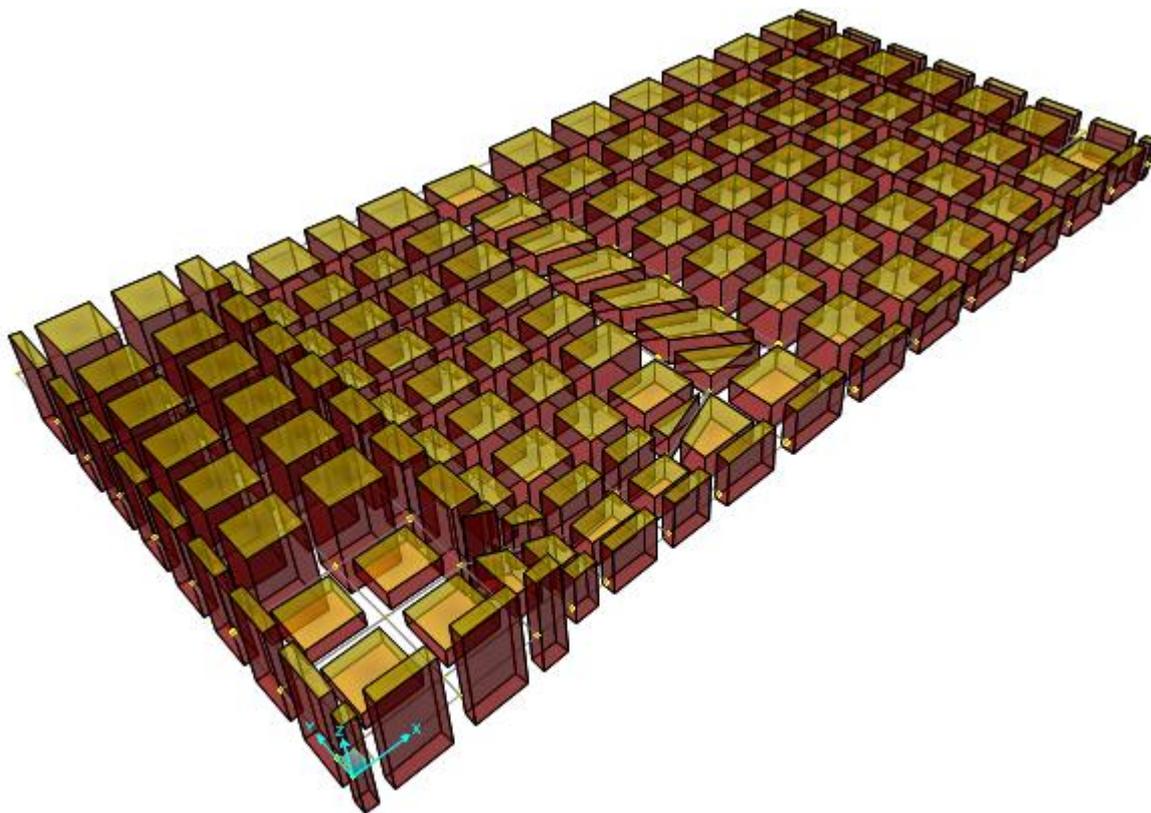


Fig. Schema strutturale

Il modello è stato caricato dal peso proprio e dalle azioni verticali indotte dallo Shelter

I carichi, tranne il peso proprio, sono stati considerati concentrati in corrispondenza dei piedini d'appoggio.

L'effetto del momento indotto dallo shelter è stato considerato applicando alla struttura un sistema di forze verticali, a risultate nulla, applicate ai piedini tali da equilibrare questo momento.

Sono state considerate due condizioni:

- momento agente in direzione longitudinale
- momento agente in direzione trasversale

Nel primo caso, essendo l'interasse tra i piedini di destra e sinistra pari a 3.30 metri, su ogni piedino agirà una forza pari a $(3300/3.30)/2=500$ kg: per i piedini di sinistra tale forza è diretta verso il basso mentre per quelli di destra verso l'alto.

Nel secondo caso, essendo l'interasse tra i piedini superiori e inferiori pari a 2.37 metri, su ogni piedino agirà una forza pari a $(3300/2.37)/2=700$ kg: per i piedini inferiori tale forza è diretta verso il basso mentre per quelli superiori verso l'alto.

Sono state considerate due combinazioni di carico:

- combinazione 1: peso proprio + peso scheletero + carichi dovuti al momento longitudinale
- combinazione 2: peso proprio + peso scheletero + carichi dovuti al momento trasversale

Nella figura seguente si riporta la distribuzione dei carichi concentrati sulla struttura.

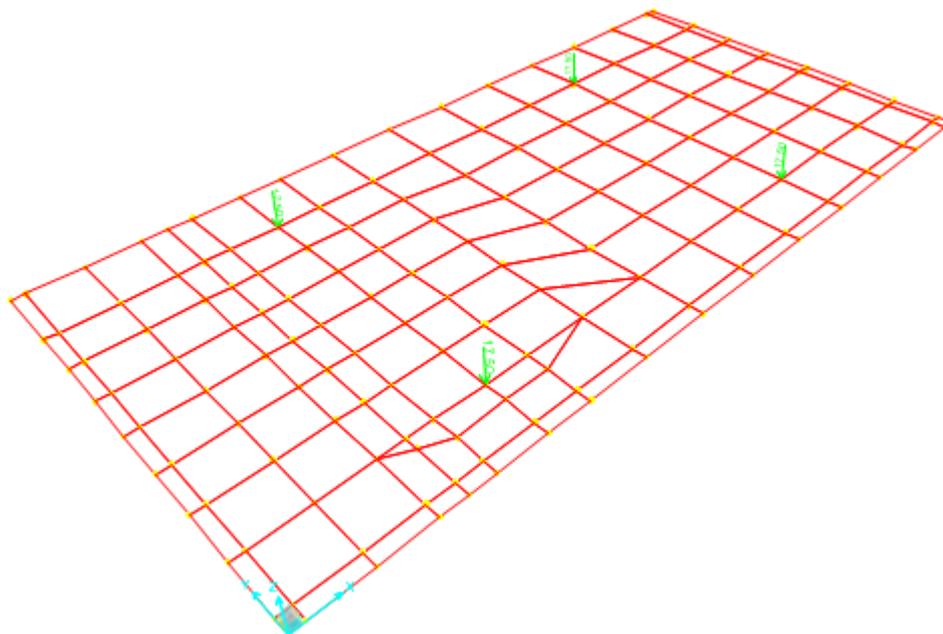
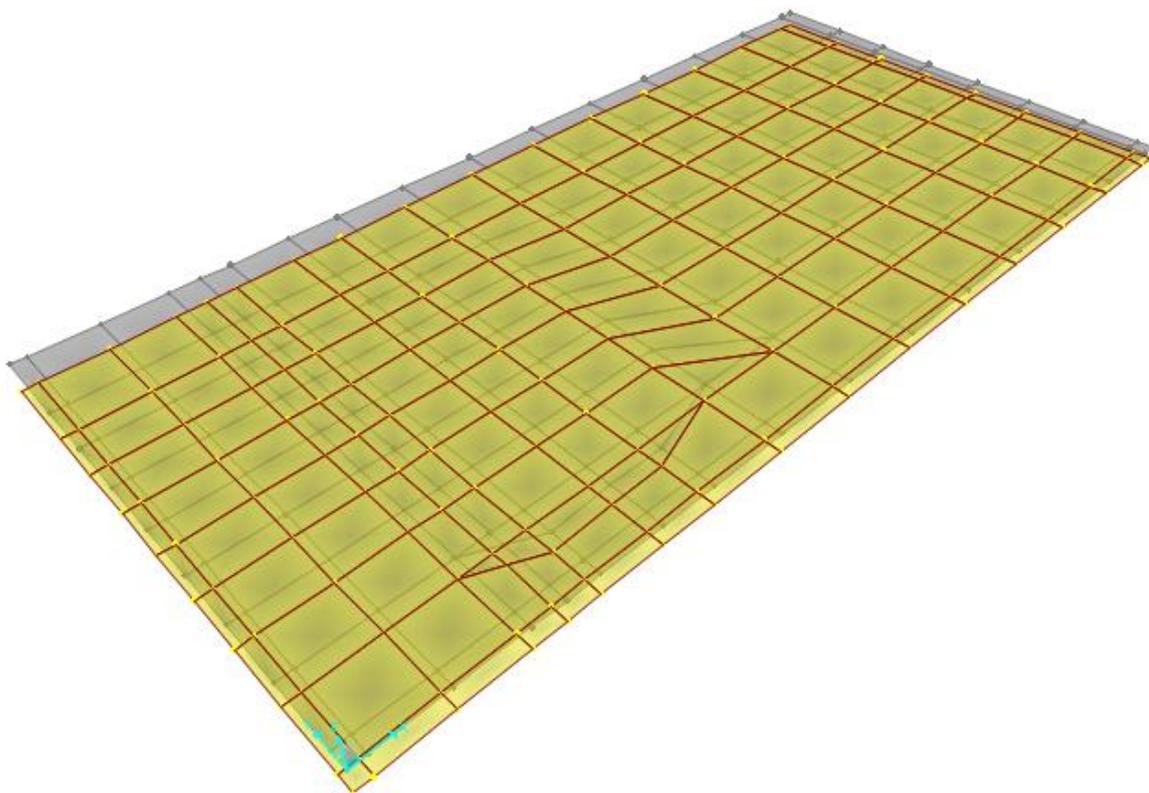
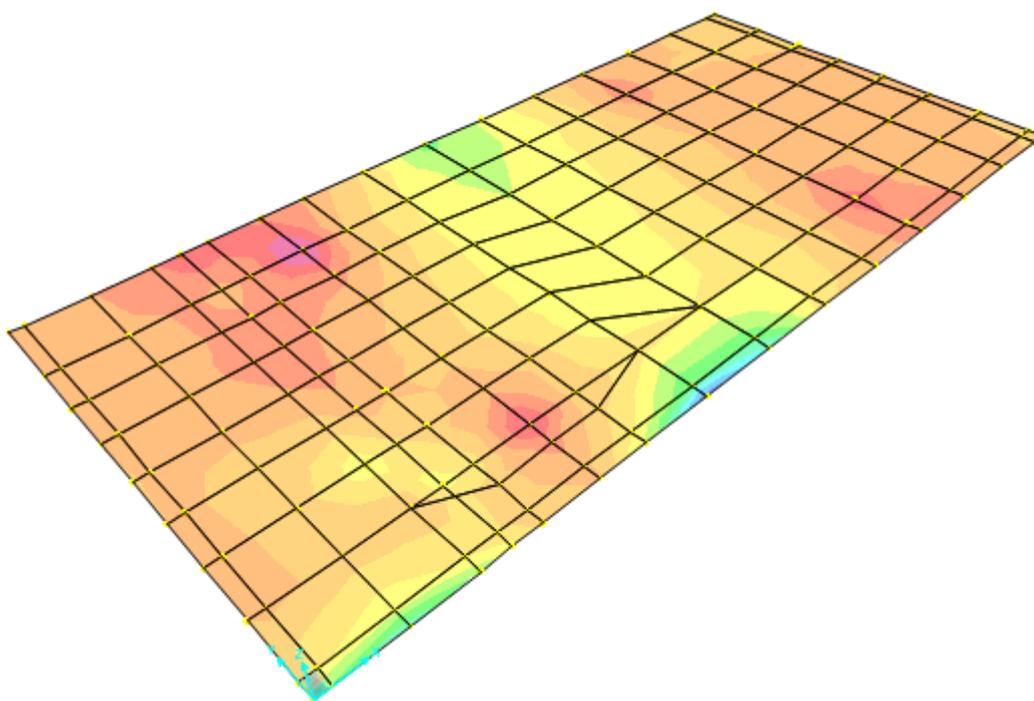


Fig. Punto di applicazione dei carichi concentrati agenti sulla struttura.

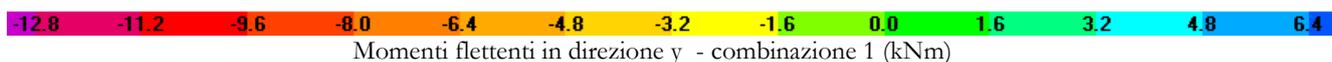
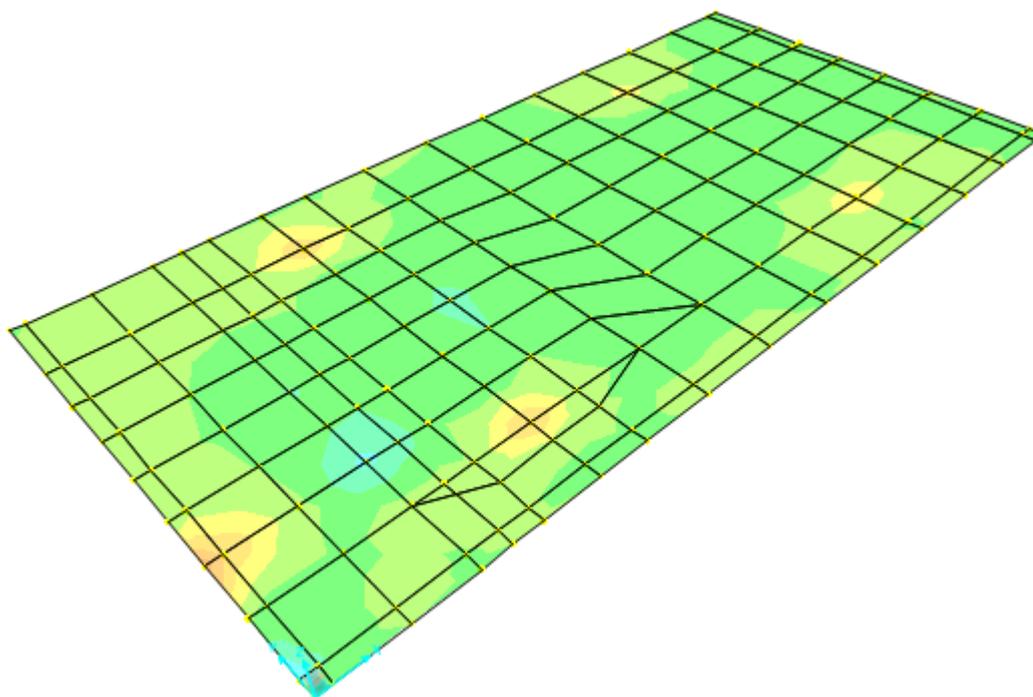
Nelle figure successive sono riportati i risultati del calcolo mentre i tabulati di output del programma sono riportati in allegato 4.



Deformata



Momenti flettenti in direzione x (kNm) – combinazione 1



Le verifiche vengono condotte alle tensioni ammissibili limitando la tensione nell'acciaio a 160 Mpa per al fine di garantire la verifica alla fessurazione delle strutture a contatto del terreno.

Il calcolo delle sollecitazioni è effettuato considerando una sezione rettangolare di larghezza unitaria ed altezza pari allo spessore della piastra.

Verifiche sollecitazioni

Sezione con spessore 95 cm

Il momento flettente massimo è pari a 4.5 kNm (direzione trasversale) per la combinazione di carico 2.

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 95 \text{ cm}$; Copriferro = 5 cm

$A_f = \phi 14$ passo 200 mm armatura superiore

$A_f' = \phi 14$ passo 200 mm armatura inferiore

$\sigma_{cls} = 0.07 \text{ Mpa}$; $\sigma_{acc} = 6.8 \text{ Mpa}$

Sezione con spessore 50 cm

Il momento flettente massimo è pari a 6.80 kNm (direzione longitudinale) per la combinazione di carico 1.

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 50 \text{ cm}$; Copriferro = 5 cm

$A_f = \phi 14$ passo 200 mm armatura superiore

$A_f' = \phi 14$ passo 200 mm armatura inferiore

$\sigma_{cls} = 0.34 \text{ Mpa}$; $\sigma_{acc} = 21.10 \text{ Mpa}$

Sezione con spessore 30 cm

Il momento flettente massimo è pari a 4.5 kNm (direzione longitudinale) per la combinazione di carico 1.

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; Copriferro = 5 cm

$A_f = \phi 14$ passo 200 mm armatura superiore

$A_f' = \phi 14$ passo 200 mm armatura inferiore

$\sigma_{cls} = 0.85 \text{ Mpa}$; $\sigma_{acc} = 32.5 \text{ Mpa}$

Le sollecitazioni sono di entità molto contenute. L'armatura è stata scelta in modo tale da garantire il minimo da normativa per le piastre (si è seguito l'Eurocodice 2 che consiglia una armatura minima in zona tesa pari allo 0.15% della sezione in calcestruzzo).

5.3.2 Verifica capacità portante piazzola Shelter

Per la verifica della capacità portante del suolo si fa riferimento alla formula di Brinch-Hansen (1970) considerando una platea di fondazione rettangolare di dimensioni in pianta 3.5 m per 7.00 metri caricata con carichi verticali (peso proprio + pesi concentrati) ed orizzontali (azione tagliante dello shelter).

Le azioni verticali sono pari a

$$N = \text{peso proprio} + \text{peso shelter} + \text{piantana sezionamento} = 27562 + 7000 + 50 = 34602 \text{ kg}$$

Le azioni orizzontali sono pari a:

$$T = \text{taglio} = 2000 + 400 = 2400 \text{ kg}$$

I momenti rispetto al baricentro del basamento sono dati dalla somma dei momenti dovuti allo shelter e alla piantana di sezionamento e dei momenti indotti dovuti ai pesi (braccio in funzione della distanza tra punto di applicazione del carico e baricentro del basamento) e dalle azioni taglianti (braccio pari allo spessore del basamento). Nel seguito si considera la combinazione più sfavorevole vale a dire nel caso in cui i momenti indotti dallo shelter e piantana agiscono lungo la direzione minore del basamento (condizione a favore di sicurezza):

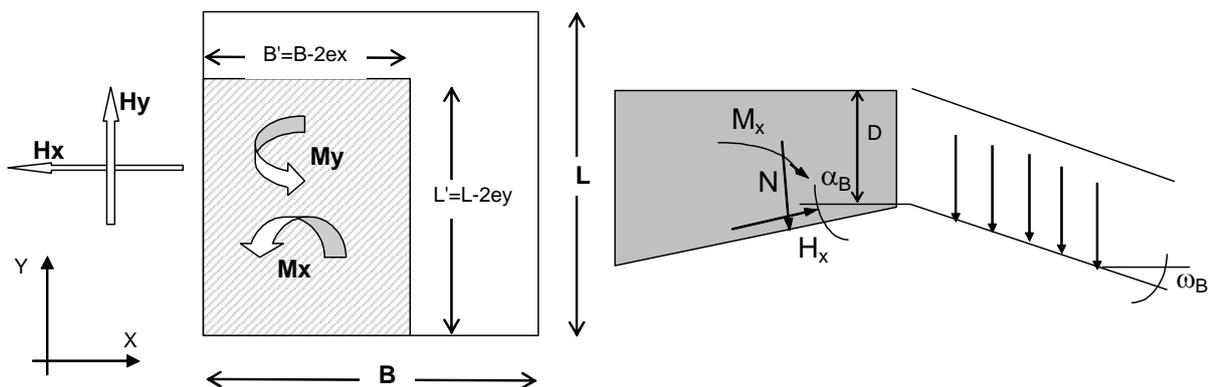
$$\begin{aligned} M_x &= 330000 + 66500 + 50 \cdot 139 + 400 \cdot 50 + 2000 \cdot 50 = 523450 \text{ Kgcm} && \text{direzione minore basamento} \\ M_y &= 50 \cdot 292 + 7000 \cdot 5 = 49600 \text{ Kgcm} && \text{direzione maggiore basamento.} \end{aligned}$$

La capacità portante è calcolata con il foglio elettronico riportato qui di seguito.

Le verifiche tengono conto del fatto che il basamento si trova su rilevato.

CALCOLO DELLA q_{LIM} ALLA BRINCH-HANSEN (1970)

$$q_{lim} = 1/2 \gamma' * B' * N_q * s_{qB} * i_{qB} * b_{qB} * g_{qB} + q' * N_q * s_{qB} * b_{qB} * d_{qB} * i_{qB} * g_{qB}$$



Verifiche nella condizione più sfavorevole : momento nella direzione x.

Falda (1= presente ; 0 = assente)	0
-----------------------------------	----------

Parametri geotecnici del terreno				Coeff. di fondazione		Geometria		
γ (Kg/m ³)	γ' (kg/cm ³)	ϕ (°)	ϕ (rad)	N_q	N_γ	B (cm)	L (cm)	D (cm)
2000	0.002	38	0.663	48.933	56.174	350	700	50

Carichi agenti sulla fondazione					Eccentricità		Dimensioni ridotte	
N (Kg)	Hx (Kg)	Hy (Kg)	Mx (Kgcm)	My (Kgcm)	ex (cm)	ey (cm)	B' (cm)	L' (cm)
34602	2400	0	523450	49600	15.1	1.43	319.7	697.1

Fattori di inclinazione del carico				Fattori di forma		Fattori di profondità			q' Kg/cm ²
Direzione x		Direzione Y							
i_{γ_B}	i_{q_B}	i_{γ_L}	i_{q_L}	s_{γ_B}	s_{q_B}	D/B'	d_{q_B}	d_{γ_B}	
0.780	0.838	1.000	1.000	0.857	1.237	0.156	1.036	1	0.1

Fattori inclinazione piano di posa			Fattori di inclinazione del piano campagna			
α_B (°)	b_{γ_B}	b_{q_B}	ω_B (°)	ω_B (rad)	g_{q_B}	g_{γ_B}
0	1	1	33.6	0.586	0.133	0.133

VERIFICHE CAPACITA' PORTANTE			
Pressione limite	q_{lim}	=	2.296 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	q_{amm}	= $q_{lim}/3$	= 0.765 Kg/cm ²
Pressione efficace	q_s	= $N/(B * L')$	= 0.155 Kg/cm ²
Fattore di sicurezza	FS	= q_{lim}/q_s	= 14.8 -

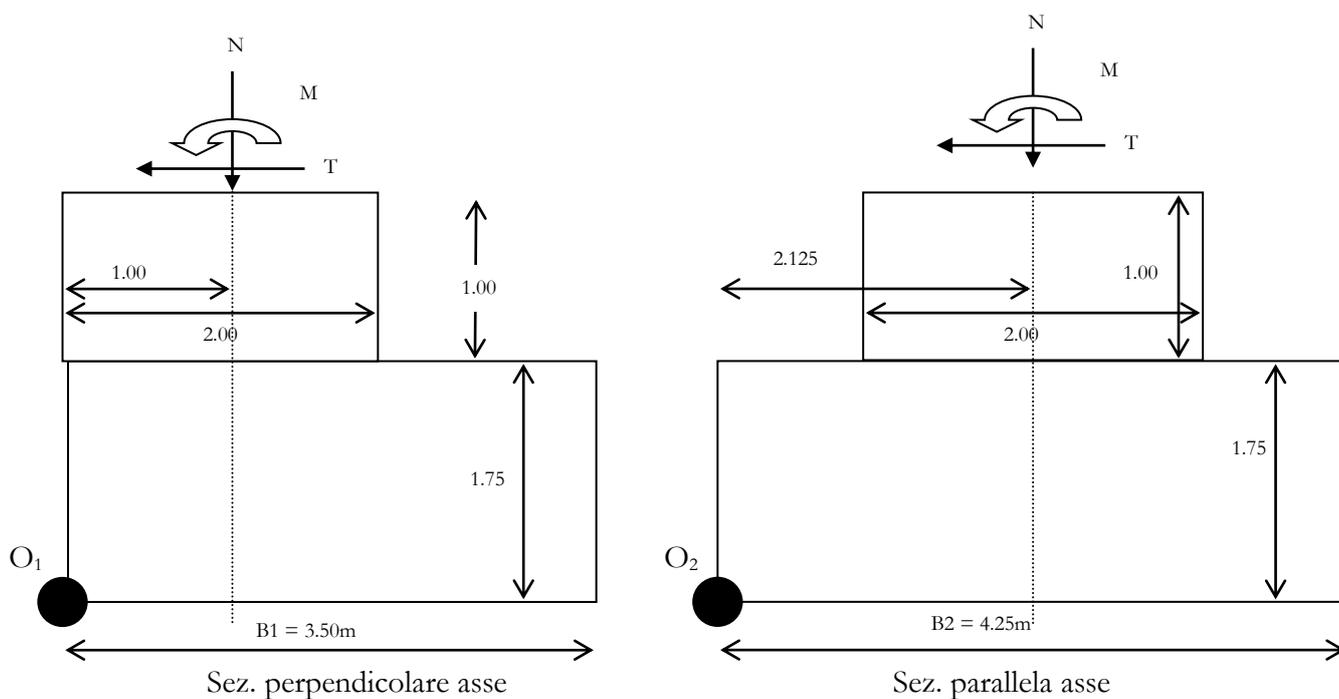
5.3.4 Verifiche basamento antenna da 30 metri

Gli elaborati grafici generali relativi a questo fabbricato sono riportati nel documento IG51-00-E-CV-AZ-OC-00-00-001

Il manufatto in progetto consiste in un plinto di fondazione monolitico a risega composto da una platea di base in c.a. delle dimensioni 4.25 x 3.50 x 1.75 m e da un dado superiore di altezza 100 cm e lato di base pari a 2.00 m .

La posizione di tale dado è baricentrica in direzione parallela alla linea ferroviaria e non baricentrica nella direzione perpendicolare.

La sezione schematica parallela e perpendicolare alla linea A.C., sono riportate nelle figure seguenti.



Al centro del dado è previsto il posizionamento del cestello di tirafondi necessario per il collegamento ed ancoraggio dell'antenna.

CARICHI DI PROGETTO

I carichi di progetto alla base dell'antenna sono pari a

M = 807 KNm momento
N = 48 KN azione verticale
T = 51 KN taglio

5.10.4.1 Verifiche di stabilità

a) Verifica alla traslazione

Azioni taglianti

$$T = 51 \text{ KN}$$

Resistenza attrito base fondazione-suolo

Si assume un angolo di attrito tra base fondazione e suolo pari a $\delta = 2/3 \Phi = 2/3 * 38^\circ = 25.33^\circ$
La resistenza per attrito è pari a

$$R = P \operatorname{tg} \delta$$

dove

P sono le azioni verticali calcolate come segue:

- peso proprio platea di base	25x4.25x3.50x1.75	=	650.78
- peso dado	25x2.00x2.00x1	=	100.0
- terreno sopra platea di base (spessore 1m)	20x1.125x3.50x1	=	78.75
	20x1.125x3.50x1	=	78.75
	20x2.00x1.50x1	=	60.00

- antenna

48

TOTALE P = 1016.28

Coefficiente di sicurezza

$$F.S. = 1016.28 \operatorname{tg} 25.33 / 51 = 9.43 > 1.3$$

b) Verifica ribaltamento

La condizione più sfavorevole si ha considerando l'equilibrio alla rotazione attorno al punto O1 indicato nelle figure precedenti (sezione perpendicolare alla linea ferroviaria).

Momento ribaltante attorno al punto O1

$$M_{\text{RIB},O} = 807 + 51 \times (1 + 1.75) = 947.25 \text{ KNm}$$

Momento stabilizzante attorno al punto O1

Analisi dei momenti stabilizzanti

- peso proprio platea di base (braccio 1.75m)	25x4.25x3.50x1.75x1.75	=	1138.8 KNm
--	------------------------	---	------------

- peso dado (braccio 1m)	25x2.00x2.00x1x1	=	100.0 KNm
- terreno sopra platea di base (spessore pari a 1 m)	78.75x1.75 = 137.81 78.75x1.75 = 137.81 60x2.75 = 165.00		
	TOTALE	=	440.62 KNm
- struttura sovrastante	48x1.00		48
			<hr/>
			$M_{STAB,O} = 1727.42 \text{ KNm}$

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento

$$F.S. = 1727.42/947.25 = 1.82 > 1.5$$

c) Verifica pressione massima (sezione perpendicolare alla linea A.C.- momento opposto linea A.C.)

Alla base di imposta rispetto al baricentro del plinto si ha

$$M = M_{RIB,O} - M_{STAB,O} + N \cdot 1.75 = 947.25 - 1727.42 + 1016.28 \cdot 1.75 = 998.32$$

Quindi l'eccentricità rispetto al baricentro del plinto vale:

$$e = 998.32 / 1016.28 = 0.98 > 3.5/6 = 0.58$$

Il centro di pressione è esterno al nocciolo centrale di inerzia, la sezione è parzializzata e la compressione massima sul suolo è pari a

$$p = (2 \times P) / (3 \times B_2 \times (0.5 B_1 - e)) = (2 \times 998.32) / (3 \times 4.25 \times (0.5 \times 3.50 - 0.98)) = 203.37 \text{ KPa}$$

Verifica pressione massima (direzione parallela alla linea A.V.)

$$M = 947.25$$

eccentricità dei carichi

$$e = 947.25 / 1016.28 = 0.932 \text{ m} > 4.25/6 = 0.71$$

Il centro di pressione è esterno al nocciolo centrale di inerzia, la sezione è parzializzata e la compressione massima sul suolo è pari a

$$p = (2 \times P) / (3 \times B_1 \times (0.5 B_2 - e)) = (2 \times 1016.28) / (3 \times 3.50 \times (0.5 \times 4.25 - 0.932)) = 162.26 \text{ KPa}$$

Verifica pressione massima (direzione perpendicolare linea A.V.- momento verso linea A.C.)

Alla base di imposta rispetto al baricentro del plinto si ha

$$M = -M_{RIB,O} - M_{STAB,O} + N \cdot 1.75 = -947.25 - 1727.42 + 1016.28 \cdot 1.75 = -896.18 \text{ kNm}$$

eccentricità dei carichi

$$e = 896.18 / 1016.28 = 0.88 \text{ m} > 3.50/6 = 0.58$$

Il centro di pressione è esterno al nocciolo centrale di inerzia, la sezione è parzializzata e la compressione massima sul suolo è pari a

$$p = (2 \times P) / (3 \times B_2 \times (0.5 B_1 - e)) = (2 \times 886.18) / (3 \times 4.25 \times (0.5 \times 3.5 - 0.88)) = 159.78 \text{ KPa}$$

5.10.4.2 Verifiche capacità portante

Per la verifica della capacità portante del suolo si fa riferimento alla formula di Brinch-Hansen (1970). Si riporta la verifica nella condizione più sfavorevole vale a dire nel caso di momento nella direzione perpendicolare alla linea ferroviaria.

Le azioni verticali sono pari a

$$N=101628 \text{ Kg}$$

Le azioni orizzontali sono pari a:

$$T=5100 \text{ Kg}$$

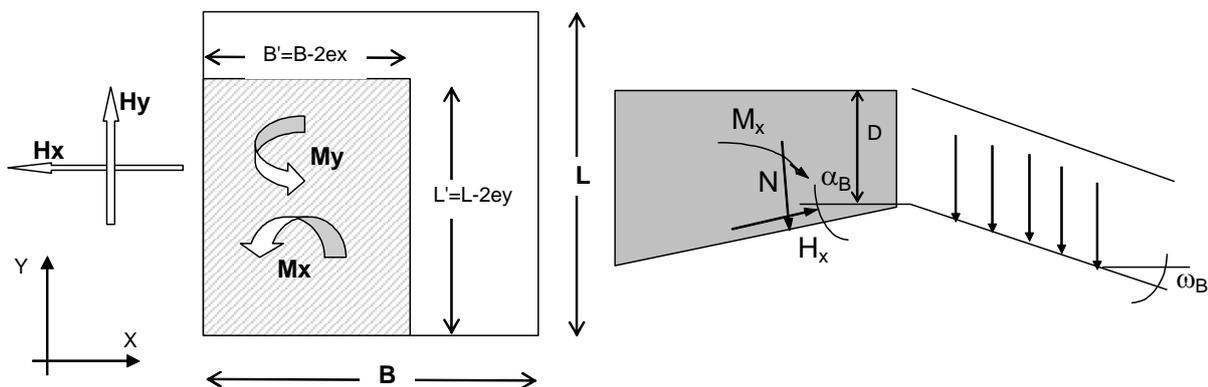
Il momento è pari a

$$M=9983200 \text{ Kgcm}$$

Nel calcolo si è cautelativamente considerata la fondazione posta sul ciglio del rilevato, trascurando l'effetto stabilizzante del terreno posto tra filo esterno del plinto di fondazione ed il ciglio effettivo della scarpata.

CALCOLO DELLA q_{LIM} ALLA BRINCH-HANSEN (1970)

$$q_{lim} = 1/2 \gamma' * B' * N_q * s_{qB} * i_{qB} * b_{qB} * g_{qB} + q' * N_q * s_{qB} * b_{qB} * d_{qB} * i_{qB} * g_{qB}$$



Verifiche nella condizione più sfavorevole : momento nella direzione x.

Falda (1= presente ; 0 = assente)	0
-----------------------------------	----------

Parametri geotecnici del terreno				Coeff. di fondazione		Geometria		
γ (Kg/m ³)	γ' (kg/cm ³)	ϕ (°)	ϕ (rad)	N_q	N_γ	B (cm)	L (cm)	D (cm)
2000	0.002	38	0.663	48.933	56.174	350	425	275

Carichi agenti sulla fondazione					Eccentricità		Dimensioni ridotte	
N (Kg)	Hx (Kg)	Hy (Kg)	Mx (Kgcm)	My (Kgcm)	ex (cm)	ey (cm)	B' (cm)	L' (cm)
101628	5100	0	9983200	0	98.2	0.00	153.5	425.0

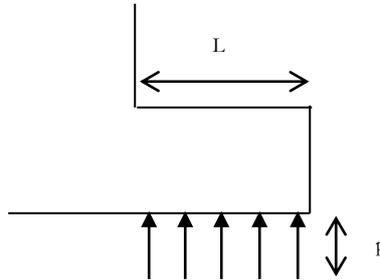
Fattori di inclinazione del carico				Fattori di forma		Fattori di profondità			q' Kg/cm ²
Direzione x		Direzione Y							
i_{γ_B}	i_{q_B}	i_{γ_L}	i_{q_L}	s_{γ_B}	s_{q_B}	D/B'	d_{q_B}	d_{γ_B}	
0.836	0.881	1.000	1.000	0.879	1.196	1.791	1.245	1	0.55

Fattori inclinazione piano di posa			Fattori di inclinazione del piano campagna			
α_B (°)	b_{γ_B}	b_{q_B}	ω_B (°)	ω_B (rad)	g_{q_B}	g_{γ_B}
0	1	1	33.6	0.586	0.133	0.133

VERIFICHE CAPACITA' PORTANTE			
Pressione limite	q_{lim}	=	5.538 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	q_{amm}	= $q_{lim}/3$	= 1.846 Kg/cm ²
Pressione efficace	q_s	= $N/(B*L')$	= 1.557 Kg/cm ²
Fattore di sicurezza	FS	= q_{lim}/q_s	= 3.56 -

5.10.4.3 Verifiche strutturali

Per le verifiche strutturali del plinto si utilizza un modello di trave inflessa. Lo schema di calcolo è riportato nella seguente figura



La mensola di lunghezza L e larghezza pari a B_1 o B_2 si suppone caricata con una pressione pari alla pressione massima scaricata al suolo. Si tratta di un'assunzione cautelativa poiché in realtà la distribuzione della pressione è trapezia o triangolare con massimo pari a p. Il momento agente all'incastro della mensola con il dado è pari a

$$M_x = pL^2 / 2 \times B$$

La situazione più sfavorevole si ha considerando il momento nella direzione perpendicolare alla linea ($L=1.50$ m);

$$M_{x\text{perpendicolare}} = 159.78 \times 1.5^2 / 2 \times 4.25 = 764 \text{ KNm}$$

$$M_{x\text{parallelo}} = 162.26 \times 1.125^2 / 2 \times 3.50 = 359 \text{ KNm}$$

La sezione sottoposta a verifica ha dimensione:

$$B = 2.00 \text{ m}$$

$$H = 1.75 \text{ m}$$

L'armatura è:

- armatura inferiore $\phi 18$ /passo 20cm – copriferro 5 cm;
- armatura intermedia $\phi 18$ /passo 20cm – distanza 50 cm da estremità inferiore platea;
- armatura superiore $\phi 16$ /passo 20cm – copriferro 5 cm.

I calcoli condotti portano alle seguenti tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio:

$$\sigma_c = 1.63 \text{ MPa}$$

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

La verifica risulta quindi soddisfatta.

Verifica del dado

Si esegue la verifica della sezione di base del dado di immersione dei tirafondi.

Il peso del dado è pari a $2.00 \cdot 2.00 \cdot 1.00 \cdot 25 = 100$ kN

Esso è sollecitato dalle seguenti sollecitazioni:

$$M = 807 + 51 \cdot 1 = 858 \text{ kNm}$$

$$N = 48 \text{ kN} + 100 \text{ kN} = 148 \text{ kN}$$

$$T = 51 \text{ kN}$$

La sezione sottoposta a verifica ha dimensione:

$$B = 2.00 \text{ m}$$

$$H = 2.00 \text{ m}$$

- armatura inferiore 11 ϕ 18– copriferro 5 cm;
- armatura superiore 11 ϕ 18– copriferro 5 cm.

I calcoli condotti portano alle seguenti tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio:

$$\sigma_c = 1.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 137 \text{ MPa}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

5.3.5 Verifiche massetto di completamento

Nelle restanti zona della piazzola è prevista la costruzione di un massetto di completamento in cemento armato avente la funzione di pavimentazione.

Si tratta di una pavimentazione si spessore 15 cm armata con una doppia rete elettrosaldata di ferri diametro 8 mm passo 20 x 20 cm.

Le verifiche vengono effettuate considerando un sovraccarico accidentale concentrato pari a 4 kN.

Le verifiche riportate qui di seguito hanno una valenza generale poiché sono utilizzabili per la verifica dei massetti di completamento anche degli altri tipologici di piazzola.

La verifica viene effettuata considerando una striscia di larghezza unitaria come trave su suolo elastico. La verifica è eseguita analiticamente secondo la metodologia indicata in “Manuale di Ingegneria Civile e Ambientale” -Zanichelli Esac -quarta edizione – pag. IG .117 - prendendo in considerazione la condizione più sfavorevole che si ha quando tale striscia è di “lunghezza infinita” (Si tratta di una assunzione cautelativa poiché in realtà la striscia è di lunghezza finita).

La rigidezza relativa della trave rispetto al terreno è definita mediante il parametro:

$$\lambda = \sqrt{\frac{4EJ}{kB}}$$

in cui

E= 33000000 kPa

è il modulo elastico del calcestruzzo

B=1 m

è la larghezza della trave (in questo caso unitaria)

J=1/12*B*h³=1/12*1*0.15³=2.81*10⁻⁴ m⁴

è il momento di inerzia della trave

k=10000 kN/mc

è il coefficiente di Winkler

si ottiene

$$\lambda = \sqrt{\frac{4 * 33000000 * 2.81 * 10^{-4}}{10000 * 1}} = 1.92$$

Le sollecitazioni massime sono calcolate con l'ausilio delle tabelle riportate a pag. IG 118-199-121 del suddetto testo.

Nel caso di trave di lunghezza infinita con carico in mezzzeria il momento massimo è pari a

M=pλ/4=1.92 kNm in corrispondenza del punto di applicazione del carico

Nel caso di trave di lunghezza semi-infinita con carico ad una estremità il momento massimo è pari a

M= 0.3223*pλ=2.475 kNm.

Le verifiche dello stato di sollecitazione è effettuato per quest'ultimo caso.

Sezione con spessore 15 cm

Il momento flettente è pari a 2.475 kNm

b = 100 cm ; h = 15 cm

Af = φ 8 passo 200 mm armatura superiore

Af' = φ 8 passo 200 mm armatura inferiore

σ cls = 2.33 Mpa ; σ acc = 95 Mpa