

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

Fabbricato Sicurezza imbocco Finestra Castagnola

Strutture

Relazione Geotecnica e Idraulica

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI	
Consorzio Cociv Ing. N. Meistro		

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 4	E	C V	R G	F A 1 C 0 X	0 0 1	A

Progettazione :								
Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima emissione	3BA S.r.l.	11/05/17	COCIV	12/05/17	A.Mancarella	12/05/17	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. A. Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R

n. Elab.:	File: IG51-04-E-CV-RG-FA1C-0X-001_A00
-----------	---------------------------------------

CUP: F81H92000000008

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



IG51-04-E-CV-RG-FA1C-0X-001-A00

Foglio
2 di 2

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

Fabbricato Sicurezza imbocco Finestra Castagnola

Strutture

Relazione Geotecnica e Idraulica

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI	
Consorzio Cociv Ing. N. Meistro		

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 4	E	C V	R G	F A 1 C 0 X	0 0 1	A

Progettazione :								
Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima emissione	3BA S.r.l.	27/04/17	COCIV	28/04/17	A.Mancarella	28/04/17	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. A. Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R

n. Elab.:	File: IG51-04-E-CV-RG-FA1C-0X-001_A00
-----------	---------------------------------------

CUP: F81H92000000008

1. PREMESSA	3
2. INDAGINI ESEGUITE.....	3
3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	3
4. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	4
5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE	4
6. STRATIGRAFIA.....	5
7. IDROGEOLOGIA	6
8. PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO DI FONDAZIONE	7
9. GEOMETRIE E DIMENSIONI DELLE FONDAZIONI	8
10. VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI	9
11. CEDIMENTI.....	15

1. PREMESSA

La presente relazione geotecnica è stata redatta ai sensi del DM 11-03-1988 e s.m.i. *“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”*.

Il sito in oggetto fa parte di quelli ricompresi nella tratta A.V./A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI e corrisponde alle opere in previsione in corrispondenza dell'areale di cantiere *“Imbocco Finestra Castagnola”*. L'opera di riferimento in questo caso è un fabbricato sicurezza che poggerà sul piazzale della Finestra già realizzato. Le dimensioni di riferimento per il fabbricato in oggetto sono pari a circa 24 x 7 m altezza interna 3,50 m.

2. INDAGINI ESEGUITE

La caratterizzazione geologica e geotecnica dell'area interessata dall'Interconnessione è stata definita facendo riferimento ai risultati del sondaggio e degli studi geognostici effettuati nella zona per la progettazione dell'imbocco della finestra Castagnola durante varie campagne di indagine e in particolare, i sondaggi disponibili effettuati durante la campagna 2005 per lo studio geotecnico per la realizzazione dell'imbocco della Finestra.

3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

La caratterizzazione dei terreni è stata definita attraverso l'analisi dei seguenti elaborati.

- Relazione geotecnica (IG51-04-E-CV-CL-GA1T-0X-001-A00) per l'imbocco della Finestra Castagnola
- Relazione geologica, geomorfologica e idrogeologica per la piazzola Finestra Castagnola (IG51-04-E-CV-RO-IN1B-00-001-A01).

4. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- D.M. Min. LL.PP. 11 marzo 1988 - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- Circolare Min. LL.PP. 24 settembre 1988 n. 30483 - L. 02.02.1974, n. 64 - art. 1 D.M. 11.03.1988 - Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL. PP. 14 settembre 2005
Norme tecniche per la costruzioni in zona sismica. Norme tecniche per la costruzioni in zona sismica.

5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE

L'opera in progetto andrà ad insistere in parte su un livello di materiale di riporto probabilmente di 1-2 metri di spessore circa, che poggia a sua volta sui Metabasalti del Monte Figogna (B'). I Metabasalti del M. Figogna (B'), in prossimità dell'imbocco della Finestra Castagnola, affiorano in una scaglia di probabile origine tettonica costituita da metabasalti a tessitura massiccia, con relitti di tessiture a pillow. I metabasalti sono interessati da un fitto reticolato di vene idrotermali, a prevalenti albite, calcite e subordinatamente quarzo. Lo stesso litotipo, con caratteristiche tessiturali e di fratturazione analoghe è stato attraversato dai sondaggi SI46 e L3-S49. I metabasalti formano un litone pluriettometrico allungato in direzione WNW-ESE, come suggerito dalla foliazione degli argilloscisti incassanti e dall'andamento delle strutture regionali. Nel complesso la parte superficiale degli affioramenti si presenta fratturata e detensionata. Tali materiali rappresentano il prodotto di fenomeni di alterazione e degradazione che hanno interessato la posizione superficiale del substrato roccioso. Dal punto di vista geologico e geotecnico non sussistono, criticità particolari. Gli unici elementi da tenere in considerazione sono la scarsa qualità geotecnica degli accumuli di materiale di riporto potenzialmente presenti nell'area, che andranno eventualmente rimossi prima di realizzare il sottofondo dell'opera e lo stato di fratturazione/detensionamento superficiale cui sono soggetti i metabasalti.

6. STRATIGRAFIA

Per la ricostruzione **dell'andamento stratigrafico originario degli strati** si è fatto riferimento ai sondaggi Si1 e Si2 eseguiti nel piazzale in esame.

Attraverso l'interpretazione dei carotaggi, della morfologia del versante e della geologia di riferimento si è dato seguito alla seguente ricostruzione stratigrafica.

- *Coltre superficiale detritica (0,0 – 2,0 m)*

Livello costituito da depositi medio fini comprendenti sabbie, limi e ciottoli e blocchi sparsi. Il sedimento si presenta generalmente poco addensato;

- *Argille a Palombini alterate (2,0 – 10,0 m)*

Livello intermedio costituito da terreni argilloso-limosi assimilabili alle argille a Palombini, intensamente alterati e fratturati (foliazione polimetamorfica);

La stratigrafia descritta è lievemente mutata in risposta alle operazioni di sbancamento eseguite durante la creazione del piazzale di servizio. In generale la coltre superficiale detritica è stata in gran parte asportata e/o rimaneggiata e ridistribuita.

In virtù di tali azioni nelle verifiche delle fondazioni si farà esclusivamente riferimento ai livelli argillosi in quanto il livello superficiale rimaneggiato andrà in ogni caso rimosso prima di realizzare le opere di fondazione.

7. IDROGEOLOGIA

Dal punto di vista idrogeologico non sono state riscontrate problematiche particolarmente significative in relazione alla realizzazione dell'opera e ciò tanto per la fase di cantierizzazione e costruzione quanto per la fase di esercizio; è comunque importante tenere presente il contesto idrogeologico generale in cui sarà realizzata l'opera.

Le prove di permeabilità eseguite in fase di progetto definitivo confermano un grado permeabilità (Conducibilità idraulica espressa in m/s) bassissimo (1×10^{-8} m/s) in corrispondenza degli orizzonti profondi che tende ad aumentare avvicinandosi in superficie in risposta a un certo rilascio tensionale con valori che possono raggiungere l'ordine di (1×10^{-3} m/s).

Si evidenzia quindi una situazione di sostanziale assenza di falda; esclusivamente al contatto tra il substrato argilloso intatto e quello alterato presente fino a circa 10 m di profondità potranno incontrarsi locali venute/sacche d'acqua effimere comunque poco significative per il dimensionamento delle opere.

8. PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Per la definizione dei parametri geotecnici necessari alle verifiche progettuali è stato fatto riferimento a quanto già definito nella relazione IG51-04-E-CV-CL-GA1T-0X-001-A00

Caratteristiche fisico-meccaniche del terreno di fondazione

- *Depositi superficiali detritico colluviali*

- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ peso di volume
- $\phi = 30^\circ$ angolo d'attrito
- $c' = 5 \text{ kPa}$ coesione efficace (drenata)

- *Argille a Palombini alterate*

- $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ peso di volume
- $\phi = 26-30^\circ$ angolo d'attrito
- $c' = 40 \text{ kPa}$ coesione efficace (drenata)

In considerazione del fatto che lo strato di copertura sciolta è stato quasi integralmente asportato durante le fasi di sbancamento si farà riferimento per i successivi calcoli inerenti la capacità portante e i cedimenti del terreno ai parametri geotecnici delle Argille a Palombini.

10. VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI

Formula di Hansen (1970)

E' una estensione della formula di Meyerhof; le estensioni consistono nell'introduzione di un fattore "b" che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore "g" per terreno in pendenza. Il modello di calcolo adottato prevede la rottura del terreno di fondazione con la creazione di una superficie di scivolamento estesa.

Assumendo il piano di fondazione orizzontale, con carichi applicati ortogonalmente, ed essendo nullo il contributo della resistenza per coesione, la formula di Brinch-Hansen si riduce a:

$$Q_{lim} = 1/2 \gamma B N_{\gamma s_{\gamma}} + q' N_q S_q + c' N_c S_c$$

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B, quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di D/B <1

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B}$$

Per valori D/B >1:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso in cui $\varphi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d' _c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\varphi=0$.

- Fattori di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastriformi}$$

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

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

- Fattori di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

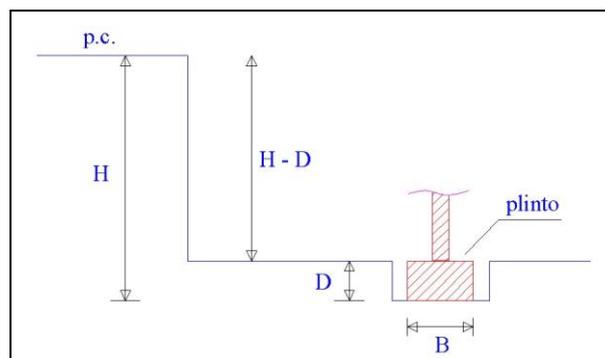
$$d_c = 1 + 0.4k$$

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

$$d_\gamma = 1 \quad \text{per qualsiasi } \varphi$$

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

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1$$



- Fattori di inclinazione del carico

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

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

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

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

- Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (10.5 \tan \beta)^5$$

- Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata):

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \tan \varphi)$$

$$b_q = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

Nel seguito si riportano i tabulati di calcolo riferiti alla capacità portante del terreno di fondazione utilizzando i parametri delle Argille a Palombini.

TABULATI DI CALCOLO

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 24,00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 24,00 \quad (\text{kN/mc})\end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned}c' &= 40,00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 26,00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 10,00 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned}e_B &= 0,00 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0,00 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}B^* &= 0,70 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 24,00 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 28,80 \quad (\text{kN/mq})$$

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 24,00 \quad (\text{kN/mc})$$

 N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 11,85$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 22,25$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 12,54$$

 s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1,02$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1,01$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0,99$$

 i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,97 \quad \theta = \arctg(T_b / T_l) = 90,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,03 \quad m = 1,97 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e
 $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

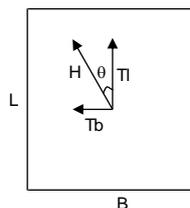
$$i_q = 1,00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 1,00$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1,00$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggioper $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2 / B^*$ per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2) * \arctan(D / B^*)$

$$d_q = 1,32$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$d_c = 1,35$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\phi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1782,21 \quad (\text{kN/m}^2)$$

- Pressione limite: (Q_{lim}): 1782.21 [kPa]
- Coefficiente di sicurezza: (F_s) 3 [-]
- Pressione ammissibile: (Q_{amm}) 594.07 [kPa]
- Pressione di progetto agente: (Q_{ag}) 150 [kPa]

$Q_{ag} < Q_{amm}$ VERIFICATO

11. CEDIMENTI

Il problema della valutazione dei carichi ammissibili per fondazioni superficiali (plinti, travi rovesce e platee di fondazione) poste a una certa profondità dal piano campagna, deve essere affrontato tenendo conto del livello di tensioni efficaci presenti alla quota di imposta delle fondazioni prima dello scavo. In effetti il carico che la struttura trasmette al terreno può essere suddiviso in un contributo dovuto alla sua ricompressione sino ai livelli tensionali preesistenti lo scavo ed in uno che esprime la compressione del terreno dovuta all'aliquota di pressione eccedente la tensione geostatica.

La valutazione del carico ammissibile deve essere effettuata valutando i cedimenti che la struttura è in grado di sopportare.

In terreni a granulometria eterogenea, come quello in esame, la relazione tra cedimento e carichi applicati viene solitamente dedotta da correlazioni di tipo empirico, anziché dalle formule legate alla teoria dell'elasticità, che si discostano troppo dal reale comportamento del materiale.

In generale si preferisce ricorrere a correlazioni di tipo empirico, con riferimento a formule tratte dalla letteratura tecnica.

In particolare per la determinazione del valore di cedimento ammissibile S_{max} , ci si riferisce alle correlazioni di Grant et al. (1974) che, per terreni attritivi, per fondazioni a platea determina un cedimento massimo pari a $S_{max} = 2 \text{ cm}$.

A questo punto, facendo riferimento al metodo di Burland e Burbidge (1984), basato sull'analisi statistica di casi reali, il cedimento può essere espresso nella forma:

$$S_{lim} = f_s \cdot f_h \cdot f_t \cdot ((q_{amm} - 2/3q') \cdot B^{0.7} \cdot I_c)$$

dove:

- f_s , f_h , f_t = fattori correttivi che tengono della forma della fondazione, dello spessore dello strato compressibile e dei cedimenti nel tempo;
- q_{amm} = carico ammissibile per la fondazione (KPa);
- q' = tensione verticale agente alla quota di imposta della fondazione (KPa);
- S_{lim} = cedimento massimo (mm);
- B = lato della fondazione (m);
- I_c = indice di compressibilità.

L'indice di compressibilità I_c è legato statisticamente ai valori di N_{spt} tramite la relazione:

$$\log (N_{spt} 1.4 I_c 102) = 2.232 \pm 0.263$$

nella quale 2.232 rappresenta il valore medio e 0.263 lo scarto quadratico medio.

In questo caso si ottengono dei risultati che rappresentano una stima associata ad una probabilità del 50% di non superare il cedimento ammissibile.

Anziché introdurre un fattore di sicurezza, si preferisce però in questo caso ridurre la probabilità di superamento del cedimento ammissibile. Si ipotizza cioè di ritenere accettabile una probabilità del 97,7% che il cedimento massimo non sia superato.

Facendo riferimento alla fondazione in esame che dal punto di vista geometrico essa è associabile a una fondazione nastriforme ($B/L=0$) inserendo i parametri di B e D già utilizzati per la valutazione del carico limite si sono quindi definiti i valori di carico ammissibile per il cedimento imposto pari a 20 mm.

Si ottengono allora i risultati riportati sulla tabella allegata nel seguito

Valutazione dei carichi ammissibili con il metodo di Burland-Burbidge							
Probabilità di superamento 2,3%				s (mm)	gamma	Nspt	I_c
Tempo di ritorno t = 100 anni				20	2,40	38	0,0352
				f_h	f_t	H-D (m)	
				1,60	1,60	0,80	
B	D	Carico ammissibile (kg/cm ²)					
		B/L =	B/L =	B/L =			
(m)	(m)	0	0,50	1,00			
0,70	1,20	2,14	2,62	3,16	FONDAZIONE NASTRIFORME B/L=0		

In Tabella 3.1 sono riportati i valori di carico ammissibile per fondazioni di lato di lato B pari a 0,7 m nell'ipotesi di limitare i cedimenti entro valori ammissibili (2 cm in 100 anni).

- la Q_{amm} per la fondazione nastriforme risulta pari a 2,14 Kg/cm² (209,86 kPa)

Anche nel caso dei cedimenti la Q_{amm} è superiore alla massima pressione di progetto Q_{ag} (150 kPa)