

ՍՏՐՈՒԿՏՈՒՐԱՅԻ ԱԶԴԵՑՈՒԹՅՈՒՆԸ ՆՈՐՄԱԼ ԿՈՆՍՈԼԻԴԱՑՎԱԾ ԼՈՂՈՒՆ ԿԱՎԵՐԻ ՎԱՐՔԻ ՎՐԱ ՍԱՀՔԻ ԺԱՄԱՆԱԿ¹

Դոկտոր ԼՈՐԻՏԻ ԲՅՆՈՒՄՔ և պրոֆեսոր, դոկտոր Տ. ՔԱՄԵՐԸՆ ՔԵՆԻՔ

ՀԱՅԵՐԵՆ ԵՎ ՌՈՒՍԵՐԵՆ ԹԱՐԳՄԱՆՈՒԹՅՈՒՆՆԵՐԻ ՆԱԽԱՐԱՆ

Սույն հոդվածը ներկայացված էր 1967 թվականին Օսլոյում կայացած բնական գրունտների սահմանի դիմադրության հատկություններին նվիրված եվրոպական գեոտեխնիկական կոնֆերանսին, որպես հատուկ զեկուցում: Հոդվածի նպատակն էր կոնֆերանսի մասնակիցներին ներկայացնել Նորվեգիական գեոտեխնիկական ինստիտուտում վերջին մի քանի տարիների ընթացքում կատարված ծովային լողուն կավերի սահմանի դիմադրության հետազոտությունների նորագույն արդյունքներին ակնարկը:

Հոդվածում ցույց է տրված, որ նորմալ-կոնսոլիդացված ծովային կավերը ունեն բեկուն վարք: Լարում-դեֆորմացիայի կորագիծը բնորոշվում է դիֆբարձրացումով, որը հաջորդվում է շատ փոքր դեֆորմացիաների պահին կատարվող հոսանքով: Այդ կետում շփման դիմադրությունը դեռ հեռու է մոթիլիզացումից: Բեկուն վարքը արտացոլում է ստրուկտուրային դասավորման որոշ կայունություն. այն սկսում է փայլավել որոշակի կրիտիկական շոշափող լարումների պահին: Հոդվածում ապացուցվում է նաև, որ ստրուկտուրայի փայլումն է շոշափումն է կատարվող հոսանքի շատ դեպքերում որոշում է այն մեծագույն շոշափող լարումը, որին պրակտիկայում կարող է դիմանալ լողուն կավը:

1967 թվականից հետո կատարված հետազոտությունները հաստատեցին հոդվածում շարադրված հիմնական տեսակետը: Սակայն, նույնպես հաստատված էր, որ ստրուկտուրային կայունությունը, որը փոքր դեֆորմացիաների պահին որոշում է շոշափման հարված նորմալ-կոնսոլիդացված կավերի վարքը, հանդիսանում է այն ուշացած կոնսոլիդացիայի արդյունք, որին ենթարկվեցին կավերը նստեցման ժամանակից: Այդպիսով փորձարկման ժամանակ այդ կավերի սահմանի դիմադրող հոսանքի երևույթը նույնական է բվացող նախալուծ-

¹ Օսլոյում 1967 թ. կայացած Բնական գրունտների և ժայռային ապարների սահմանի դիմադրության գեոտեխնիկական կոնֆերանսին ներկայացրած հատուկ զեկուցում (Bjerrum L. and Kenney T. C., Effect of structure on the shear behaviour of normally consolidated quick clays. Special report, Proceedings, Geotechnical Conference Oslo 1967 on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks, vol. II, p. 19—27. Oslo 1968).

² Նորվեգիական գեոտեխնիկական ինստիտուտի գլխավոր, Գրունտների մեխանիկայի և Հիմքաշինության միջազգային ընկերության նախկին պրեզիդենտ, Օսլո:

³ Քաղաքացիական շինարարության պրոֆեսոր, Տորոնտայի համալսարան, Տորոնտո, Կանադա:

լովիդացիայի էֆեկտի հետ, որը դիտվում է ուշացած կոնսոլիդացման ենթարկված կավերի կոնսոլիդացիայի փորձարկումների ժամանակ. այդ նկատագրված է Ինստիտուտի № 71 Հրատարակման մեջ (Bjerrum, 1967).

Այս բացահայտմանը մեծ նշանակություն է տրվում ֆենարկվող հարցի հասարման համար. այդ իսկ պատճառով հանձնարարվում է, որ նշված հոդվածը նորմալ կոնսոլիդացված կավերի հատկությունների մասին կարդացած մինչև ստորև հոդվածը, որը նվիրված է սահմանված ժամանակ նորմալ-կոնսոլիդացած լողուն կավերի վարքին:

Նեղիակները երախտապարտ են պրոֆ., տեխն. գիտ. դոկտոր Գեորգ Տերտոնփանյանին սույն հոդվածի բնութման, քաղցմանության և «Գեոմեխանիկայի պրոբլեմներ» պարբերականում հրապարակման համար:

S. Ք. Քենի եվ Լ. ՔենոՌԻՐ

այդ և Տորոնտո, 5 սեպտեմբերի, 1970

Ռեֆերատ. Նորվեգիայի գեոտեխնիկական ինստիտուտում վերջին տարիներում կատարված լաբորատոր և դաշտային փորձարկումների արդյունքները թույլ են տալիս ստեղծել լողուն կավերի վարքի մասին ժամանակակից կոնցեպցիա, ստրուկտուրայի դասավորման դերի վերաբերյալ հատուկ առաքումով:

Նոր բաց ստրուկտուրա ունեցող կավը ենթարկվում է աճող սահմանի դեֆորմացիայի, լատում-դեֆորմացիայի կորագծի առաջին մասը իրենից ներկայացնում է սահմանի պահին շեղուման դիմադրության չափանիշը: Սահմանի լարման որոշակի մեծության պահին ստրուկտուրայի դիմադրությունը դեբազանցվում է և ամբողջ կմախքով հպման կետերում տեղի է ունենում քայքայում: Հետագա ձևափոխման և միջմասնիկային սահմանի հետ մեկտեղ կավը լորիդացնում է կցումը և շփման դիմադրությունը հպման կետերում, որոնք տեղադրված են աճողման հարթություններում:

Նեղիակները ենթադրում են, որ ստրուկտուրայի դիմադրությունը զգալի չափով կախված կոնսոլիդացման լարումներից և կախված չի սահմանի ընթացքում էֆեկտիվ լարումների փոքր երկրաչափականներից:

Ապացուցվում է, որ սահմանի ցամաքեցված դիմադրությունը լիովին կախված է ստրուկտուրային դասավորման դիմադրությունից: Որոշ դեպքերում ստրուկտուրային դիմադրությունը ներկայացված է բացառապես կրիտիկական սահմանի լարումով՝ սահմանի գոտու տարրի սահմանից: Սահմանի ցամաքեցված դիմադրությունը նույնպես կախված է ստրուկտուրային դասավորման դիմադրությունից:

Գամաքեցված սահմանի սահմանային դիմադրության հասնելու համար, որը հիմնականում կախված է շփման դիմադրությունից, մեծ դեֆորմացիաներ և ծավալի փոփոխություններ կապված են պահանջվել: Ո՞րք ցամաքադրումը դաշտում ընթանում է դանդաղ, արդյունքը լինում է՝ ցամաքեցված պայմաններից հանկարծակի անցում շրջաքեցված պայմանների, որը պատճառ է դառնում կտրուկ քայքայման, չնայած ցամաքեցված պայմանների վրա հիմնվող անվտանգության գործակիցը կարող էր և բարձր լինել:

ՆԵՐԱՏՈՒԹՅՈՒՆ

Նորվեգիական գեոտեխնիկական ինստիտուտի հիմնադրման (1953) ժամանակաշրջանից ի վեր նրա հետազոտական գործունեության մեծ մասը նվիրվել է ծովային փափուկ կավերի կալուսության և հիմնաշինության պրոբլեմներին լուծման եղանակներին. այդ կապով հագեցված բնաշողի վրա էն ապրում նորվեգիայի բնակչության մեծամասնությունը: Տվյալ աշխատության մեջ առավել ուշադրության են արժանացել լողուն կավերը, որովհետև նրանց վրա ժամանակ առ ժամանակ տեղի են ունենում քայքայիչ սողանքներ:

Հետագայում հայացք գցելով կարելի է ասել, որ այդ հետազոտություններում հերթականում էին դաշտային տվյալների փաստերի կուտակման ժամանակաշրջանները, ինչպես, օրինակ, սողանքների ուսումնասիրությունը կամ դաշտերի լայնածավալ փորձարկումների կատարումը, և ինտենսիվ լաբորատոր աշխատանքների ժամանակաշրջանները, երբ փորձում էին վերլուծել դաշտում ստացված տվյալները վերահսկվող պայմաններում: Այդ աշխատանքների մի-

⁴ Լողուն կավերը այն ծովային կավերն են, որոնք տրորվելուց հետո համարյա լիովին կորցնում են իրենց դիմադրությունը:

Ատրուկտուրա և սահմի դիմադրություն

Որպեսզի հասկանալի դառնա լողուն կավի լարում-դեֆորմացիայի վարման հրաժեշտ է հաշվի առնել, որ միներալա-հատիկավոր կմախքը ունի բա-
նալիկ բաց դասավորում: Խաղաղթի տնակի նման այն կազմված է բարակ
նախնա մասնիկներից: Նստեցման ժամանակաշրջանում այդ մասնիկներն ու-
նեն ֆլուիդացիայի ձգտում հավելու եզրերով նիստերին և առաջացնելով շրդ-
ման ու զնդիկներ, որոնց միացումը առաջացրել է կավի սկզբնական
ատրուկտուրային դասավորում:

Այդպիսի բաց ստրուկտուրային դասավորման կայունությունը մասամբ
պայմանավորված է ստրուկտուրայի դասավորման երկրաչափությամբ, մասամբ
կապակցվածության կցումներ ունեցող դիմադրությամբ՝ հսկան կետերում,
զանք ճեղակցում են՝ մասնիկները միմյանց հետ: Մենք կարող ենք դանա-
նակ երկու տարբեր տեսակի կապակցության կցումներ, առաջինն իր գոյա-
նությունը պարտական է իրենային և վան-դեր-Վալսի միջմասնիկային ձգտ-
ության ուժերին, մյուսը գոյացել է քիմիական նստվածքի ցամաքացնող
ռեոդրությունների շնորհիվ: Կցումների այդ երկու տարատեսակների միջև
կապակցվածության տարբերությունը ի հայտ է բերվում սահմի ժամանակ,
ընթացքում կցման առաջին տեսակը դոնե մասամբ նորից զարգանում է,
նոր հսկան կետեր են առաջանում, մինչդեռ կցման երկրորդ տեսակի
այն չի նկատվում: Ի լրացումն կապակցվածության կցումների, իհարկե,
կարող է լինել նաև շփման դիմադրություն հսկան յուրաքանչյուր բնական
նստում:

Շնորհիվ առանձին մասնիկների ճկունությանը, կցման դիմադրությանը
ստրուկտուրային դասավորման բաց բնույթին միներալային կմախքը հա-
մարձականորեն ճկուն է: Նա ընդունակ է ըստ էության կրելու լրացուցիչ լա-
ման, առանց ենթարկվելու քայքայման մասնիկների հսկան կետերում, եթե
այն լրացուցիչ լարումը չի գերազանցում որոշակի կրիտիկական մեծու-
թյունը: Այս պայմանով ստրուկտուրան ենթարկվում է դեֆորմացիայի, բայց
ս վարքը ունի առաձգական բնույթ և լարումը վերացվելուց հետո նախկին
ու ծավալը իրապես վերականգնվում է: Լողուն կավի լարում-դեֆորմա-
ցիայի կորագծի առաջին մասը անմիջականորեն բնութագրում է հատիկավոր
միներալային կմախքի դիմադրությունը ընդդեմ շեղածման (նկ. 1)⁶:

Որոշակի սահմի կրիտիկական լարման ժամանակ ստրուկտուրայի դա-
նությունը հասնում է իր առավելագույն դիմադրությանը: Այդ կետում գրունտի
նստող ստրուկտուրայով մեկ կատարվում է միջմասնիկային կապակցված
ատրուկտուրայի զգալի մասի քայքայում: Ներքին լարումների հետագա վերա-
թելումը առաջ է բերում ստրուկտուրայի դասավորման աստիճանական քայ-
նություն, որը ուղեկցվում է հետագա դեֆորմացիաներով և սահմի լարմանը
մարդերևու ստրուկտուրայի ունակությունը հաստատորեն իջնում է: 1, Խ
զարգում սխեմատիկորեն պատկերված է թե ինչպես կավի ձևափոխման ժա-
մանակ ստրուկտուրայի դասավորման դիմադրությունը աստիճանաբար մո-
նիթրվում, հաղթահարվում և քայքայվում է: Սա լրիվ քայքայում է: Վեր-
հաշվով քայքայումը կատարվում է հարթություններով սահելու հետևան-
ք: հետևենք հարթություններով քայքայման զարգացմանը նրանց ձևափոխ-
ման ժամանակաշրջանում:

Մինչ կրիտիկական լարման հասնելը, որի ժամանակ սկսվում է ստրուկ-
այի քայքայումը, դեֆորմացիային հարմարվելու համար բավականին
ունակություն ունեցող ստրուկտուրայի տարրերն ընդունում են իրենց վրա
վերսկսվ լարումները: Այս փուլի ընթացքում սահմի պոտենցիալ հարթու-
նում տեղադրված հսկան կետերն իրապես պահպանվում են անփնա-
սպիտակապ լարմանը հասնելուն պես էֆեկտիվ լարումը կրող ստրուկտու-
այի դասավորման որոշ տարրեր սկսում են կորցնել իրենց կողային նեցուկ-
այի մի մասը և սահմի ուժերը պահելու նրանց ունակությունը նվազում է:

⁶ Նկարները տե՛ս էջ 154—160:

Համապատասխանաբար վերաբաշխվում են սահքի ուժերը: Սահքի ուժերը կենտրոնացվում են հպման կետերում տարրերի միջև, որոնք ունեն առավելագույն կողային դիմադրություն: Սահքի ուժերը նվազում են առավել շարժուն և ավելանում՝ առավել կայուն հպման կետերում, և երբ նրանք հասնում են սահքի դիմադրությանը հպման որևէ կայուն կետերից մեկում, տեղի է ունենում սկզբնական սահեցման շարժումը պոտենցիալ սահքի հարթությանը:

Այդ ժամանակ ստրուկտուրային դասավորումը աստիճանաբար թուլանում է և հետագայում ուժերի հավասարակշռությունը չի պահպանվում: Այժմ նկատվում է ձգտում դեպի կապերի առաջընթաց խզումը, քանի որ սահքի նկատվում է ձգտում դեպի կապերի առաջընթաց խզումը, որն առաջ է բերում ստրուկտուրայի քայքայում առանց բեռնվածքի հետագա ավելացման և որոնց ուժերի հավասարակշռման վերականգնման համար պահանջվում է լարման փոքրացում: Սակայն շարունակվող դեֆորմացիայի ընթացքում կավի մասնիկները վերակառուցվում են այնպես, որ ընդունակ են կրելու էֆեկտիվ լարում և դիմադրելու սահքի ուժերին, որոնք ստիպում են մասնիկներին սահել միմյանց վրայով՝ սահեցմանը դիմադրելու ճանապարհով: Միայն ստրուկտուրայի աստիճանաբար քայքայման ժամանակ կալն ի վիճակի է դառնում մոբիլիզացնելու սահքի դիմադրության երկրորդ բաղադրիչը, հենց այն դիմադրությունը, որը ցուցաբերում են միմյանց վրայով սահող մասնիկները: Միայն այն ժամանակ, երբ բոլոր այդ էֆեկտիվ լարումները հաղորդվում են հպման կետերով, որտեղ տեղի է ունենում մասնիկների հարաբերական շարժում, շփման առկա դիմադրությունը լրիվ մոբիլիզացվում է: Այս վիճակը ստեղծվում է, հավանաբար, միայն այն ժամանակ, երբ ստրուկտուրան խախտված է և մասնիկները այնպես են վերակառուցված, որ բոլոր տեղի ունեցող շարժումները պարտական են մասնիկների մեկը մյուսի վրայով սահեցմանը՝ սահքի հարթության երկարությանը: Միայն դրանից հետո է դառնում սահեցման մակերևույթը:

Երբ սահքի դիմադրությունը τ/σ' լիովին մոբիլիզացվում է, սահքի հարթությանը հպման յուրաքանչյուր բեռնված կետը աջակցում է սահքի դիմադրությանը, մասամբ դիմադրության շփման ճանապարհով, որը համեմատական է էֆեկտիվ նորմալ լարմանը և հաղորդվում է հպման կետի միջոցով և մասամբ էլ վերականգնվող կցումով: Կցումն ցեմենտացման տիպը անկասկած չի մասնակցի սահքի սահմանային դիմադրությանը: Նկ. 1, Ը-ում ցույց է տրված թե ինչպես աստիճանաբար զարգանում է սահեցման միջմասնիկային դիմադրությունը սահքի պոտենցիալ հարթությանը, քանի որ ձևափոխվում է կավի տարրը:

Վերևում արված վերլուծությունը, այսպիսով, ցույց է տալիս թե ինչ տեղի ունենում, երբ բաց ստրուկտուրայով կավը ենթարկվում է մշտապես ավելացող սահքի դեֆորմացիայի: Լարում-դեֆորմացիայի կորագծի առաջին մասը հանդիսանում է չվնասված ստրուկտուրայի շեղածուման դիմադրության շափը սահքի ժամանակ, իսկ դեֆորմացիան, ըստ էության, իրենից ներկայացնում է ստրուկտուրայի առաձգական ճկվածքի արդյունք: Լարման և դեֆորմացիայի միջև ընկած հարաբերությունը կորագծի վաղ մասի համար, և առավելագույն դիմադրությունը, որը կարող է ցուցաբերել ստրուկտուրան մինչ քայքայումը սկսվելը, կախված է սոսկ երկրաչափական դասավորումից և կցման դիմադրությունից հպման կետերում. եղած դիտումները ցույց են տալիս, որ այն չի կախված էֆեկտիվ լարումների փոքր փոփոխություններից, առաջացած գործադրված բեռնվածությունից:

Սահքի որոշակի լարման ժամանակ հասցվում է ստրուկտուրային դասավորման առավելագույն դիմադրությանը և տեղի է ունենում քայքայում սահքի պահին՝ հպման կետերում, ամբողջ միներալային կմախքով մեկ: Այս պահից սահքի ժամանակ միներալային կմախքի դիմադրությունը շեղածումանը սկսում է թուլանալ, մինչ այդ, ըստ էության, ոչ մի քայքայում տեղի չի

⁷ Այսինքն մոլեկուլյար և էլեկտրոստատիկ ուժերի հաշվին տեղի ունեցող կցումով (ձանոթի մը):

ունենում հպման կետերում հարթակների երկայնությամբ, որոնք ներկայացնում են սահճի ուղղությունը: Ստրուկտուրայի քայքայման պրոցեսում նշված հպման կետերը «զաղարում են գործուն լինելուց» (loose their foundation) և այդպիսով կորցնում են սահճի լարումը պահելու իրենց ունակությունը: Սակայն քանի դեռ տեղի է ունենում ստրուկտուրայի շարդոտումը և առավել հաճախակի են դառնում մասնիկների փոխադարձ տեղաշարժումները, կավն ընդունակ է լինում մոբիլիզացնել դիմադրության այլ բաղադրիչները, հատկապես կցման տիպի կապերը, որոնք գոյություն ունեն նոր վերականգնած հպման կետերում, և շփումը: Սահճի դիմադրության այդ բաղադրիչները լիովին մոբիլիզացվում են, երբ ստրուկտուրայի քայքայումը խորանում է այն աստիճան, որ ողջ ղեֆորմացիան հանդիսանում է մասնիկների կամ նրանց խմբերի միմյանց վրայով սահելու արդյունք. նորմալ էֆեկտիվ լարումը հաղորդվում է հպման կետերի միջոցով, որտեղ սահեցում է տեղի ունենում:

Լարում-ղեֆորմացիայի կորագծի երկու բաղադրիչներին հարաբերական կարևորությունը, ինչպես ցույց է տրված նկ. 1, b և c-ում, կախված է էֆեկտիվ լարման մեծությունից և դրանց փոփոխություններից, որոնք տեղի են ունենում սահճի ընթացքում: Ստրուկտուրայի դասավորման դիմադրության մասնակցությունը գործնականորեն չի կախված էֆեկտիվ լարումների փոփոխություններից, մինչդեռ շփման աջակցությունը (նկ. 1, c) զգալի չափով կախված է էֆեկտիվ լարման մեծությունից:

Վերահիշյալ կոնցեպցիան սկզբունքորեն արդարացի է բոլոր նորմալ-կոնսոլիդացած կավերի համար: Լողուն կավերի բնորոշող գծերից են առավել սուր կերպով արտահայտված ստրուկտուրայի դիմադրության նվազումը պիկային կետն անցնելուց հետո, և այն, որ հարաբերականորեն մեծ ղեֆորմացիան բաժանում է կետը, որտեղ ստրուկտուրան հանկարծակի սկսում է քայքայվել այն կետից, որում սահճի դիմադրությունը քայքայման վերջնային հարթությամբ լրիվ մոբիլիզացվում է:

Ստրուկտուրայի դասավորման առավելագույն դիմադրությունը.

Որոշ հետաքրքրություն է ներկայացնում այն գործոնների քննարկումը, որոնք ղեկավարում են կորագծի պիկային կետով որոշվող ստրուկտուրայի առավելագույն դիմադրությունը (նկ. 1, b):

Մինեբրալային կմախքի առավելաչափ դիմադրությունը կախված է նրա տարրերի երկրաչափական դասավորումից և դրանց միասին պահող կապերի դիմադրությունից:

Այստեղ կանխադրվում է այն, որ նորմալ-կոնսոլիդացած կավերում ստրուկտուրայի տարրերի երկրաչափական դասավորումը որոշվում է այն պայմանով, որ կոնսոլիդացիայից անմիջապես հետո ստրուկտուրայի դասավորումը ընդունակ է կրելու կոնսոլիդացման լարումը: Այլ խոսքով կոնսոլիդացիայի շրջանում ստրուկտուրայի դասավորումը անընդամենը փոփոխվում է, հարմարվելով աստիճանաբար աճող էֆեկտիվ լարումներին⁸: Կոնսոլիդացման ժամանակաշրջանի վերջում ստրուկտուրան գտնվում է բնութային կողմից այնպես «նախագծված», որ այն ի վիճակի է կրելու էֆեկտիվ լարումը:

Կոնսոլիդացիայի ավարտից հետո կավը սովորաբար զարգացնում է որոշ լրացուցիչ դիմադրություն: Կավերի մեծամասնությունը ենթարկվում են որոշ

⁸ Գրունտների հատկությունը սահճի ընթացքում՝ այնպես վերաբաշխել մասնիկները, որ դրանք կարողանան ընդունել աճող սահճի լարումները ևս և կազմեն մինեբրալային կմախքի համապատասխան ստրուկտուրային դասավորումը, փորձնականորեն ցույց է տրված Տեր-Ստեփանյանի կողմից դեռ 1936 թ. Կենթրիում (Մաս.) կայացած Գրունտների մեխանիկայի և հիմնաշինության առաջին համաշխարհային կոնգրեսին ներկայացրած զեկուցման մեջ: Այդպիսի վերականգնումը կատարվում է մի շարք հաջորդաբար ստրուկտուրային դասավորման ստեղծման միջոցով, իսկ անցումը մեկից մյուսին կատարվում է Թեր-Ստեփանյան (Тер-Степанян Г. И. О влияния формы и расположения частиц на процесс сдвига в грунтах. Изв. АН Арм. ССР, 1948, 1(2):167—185. ծանոթ. խմբ.):

ուշացած կոնսուլիդացիայի, որն արդյունք է ստրուկտուրային դասավորման ոչ մեծ փոփոխությունների:

Այն նշանակում է կայունության աճը լրացուցիչ բեռնվածքի նկատմամբ: Լրացուցիչ դիմադրությունը կարող էր լինել նաև չկրող մասնիկների դանդաղ շարժման արդյունք, որը հանգեցնում է ստրուկտուրայում լրացուցիչ «նեցուկների» հանդես գալուն: Ստրուկտուրայի կայունությունը կոնսուլիդացիայի շրջանից ի վեր կարող է նույնպես փոխվել հսկայական կետերում կցումների դիմադրության փոփոխությունների պատճառով: Կցումների դիմադրությունը կարող են, օրինակ, աճել որպես կատիոնային փոխանակման, հողմահարման կամ լուծված նյութերի նստեցման արդյունք:

Տվյալ հոգվածում լուսաբանվող միխանիկական պատկերը սկզբունքորեն արդարացի է, անկախ այն բանից, փոխվել է թե ոչ դիմադրությունը նստեցման կամ կոնսուլիդացիայի ժամանակից ի վեր: Նկարագրումը պարզեցնելու նպատակով, քննարկումը ստորև, սակայն, կսահմանափակվի կավերով, օրոնցում կցումների դիմադրության աճը նստեցման պահից կազմում է ամբողջ սահմանի դիմադրության միայն փոքր մասը: Նման տիպի նորմալ-կոնսուլիդացված լողուն կավի ստրուկտուրային դասավորման կայունությունը այսպիսով ապահովում է նրա ընդունակությունը պահպանելու գրունտի մեջ դոլություն ունեցող մի շարք կոնսուլիդացված լարումներ՝ պաշարի ոչ մեծ գործակցով: Այստեղից հետևում է, որ ստրուկտուրայի դասավորման դիմադրությունը շեղածումանը սահմանափակ ժամանակ հարաբերականորեն կաճի այն կոնսուլիդացման ճնշմամբ, որին դիմանալու համար նա հարմարվել էր: Այսպիսով, կարելի է ենթադրել, որ նման նորմալ-կոնսուլիդացած կավերում, լողուն կավերը, ներառյալ ստրուկտուրայի առավելագույն դիմադրությունը, որը համապատասխանում է կորագծի պիկային մեծություններին (նկ. 1, b), գծայնորեն աճում են կոնսուլիդացված ճնշման հետ միասին:

Եթե ստույգ է այն, որ ստրուկտուրային դասավորումը կախված է բեռնվածքից, որը կրելու համար նա հարմարեցրել է իրեն կավի կոնսուլիդացման ժամանակաշրջանում, ապա այստեղից հետևում է, որ ոչ հիդրոստատիկ կոնսուլիդացման լարումների սովորական դեպքում ստրուկտուրային դասավորումը զանազան ուղղություններով տարբեր է: Այսպիսով, մինեռալային կմախքի առավելաչափ դիմադրությունը շեղածումանը լրացուցիչ սահման լարման հետևանքով փոփոխվում է, նայած թե որ ուղղությամբ են կիրառվում այդ լարումները:

Բերենք հետևյալ համեմատությունը. մեծ և բարդ բաց պողպատե կոնստրուկցիան սլուներով, հեծաններով և անկյունադծային կապերով նախատեսված է անվտանգության ոչ մեծ գործակցով տվյալ շարքի մշտապես գործող արտաքին ուժերին դիմադրելու համար: Եթե այդ կոնստրուկցիան ենթարկենք տարբեր ուղղություններով կիրառվող լրացուցիչ արտաքին ուժերի ազդեցությանը, ապա առավելագույն մեծությունը, որին այդ ուժերը կարելի է հասցնել նախքան ստրուկտուրայի քանդման սկսվելը կախված է մեծ չափով ուժերի ուղղությունից, անկախ նրանից ենթարկվում է ստրուկտուրան սեղմման, ձգման, շեղածուման սահմանի ժամանակ կամ ոլորման: Տրամաբանական կլինի ենթադրել, որ կոնստրուկցիայի բեռնավորման յուրաքանչյուր տվյալ մեթոդի համար նրա դիմադրությունը կլինի համեմատական այն սկզբնական լարումներին, որոնց կրելու համար այն հաշվարկված է:

Կոնտրակտենցիա

Ինչպես մենք այսօր պատկերացնում ենք, լողուն կավերի սահմանի վարքի պատկերը չի ընդգրկում որևէ ազդեցություն սահմանի դիմադրության վրա ծավալի փոփոխության հետևանքով, որը տեղի է ունենում ստրուկտուրայի քանդման ժամանակ: Ֆուլենցի սողանքի լողուն կավի շատ ցածր սահմանի ցամաքեցված դիմադրությունը որոշելուց հետո (տե՛ս ստորև) ենթադրվեց, որ այդ երև-

վույթը հնարավոր է բացատրել սահրն ուղեկցող ծավալի նվազման աղղեցու-
թյամբ (Bjerrum, 1961): Այդպիսի համոզմունքը մասամբ հաստատվում էր
փխրուն ավազի վրա կատարած մի քանի ցամաքեցված փորձերով, որոնք,
սակայն, ներկայումս վերանայվեցին և համարվեցին անվստահելի: Ենթա-
դրվում են, որ ծավալային փոփոխությունները, ստրուկտուրայի լրիվ քանդ-
ման ժամանակ, կապ չունեն մակրո-սահրի որևէ ղեֆորմացիայի հետ և որ
ստրուկտուրայի լրիվ քանդումը առաջացնող միկրո-սահրի խախտումները
տեղի են ունենում բառսաձև, բոլոր ուղղություններով: Ծավալի փոփոխման
հետևանքով ազատված էներգիան ցրվում է որպես ջերմություն:

Տեղին կլինե՞ր համեմատել լողուն կավի ստրուկտուրայի ջարդումը երևա-
կաչական գրունտում տեղի ունեցողի հետ, որտեղ մասնիկները բեկվում կամ
կորացվում են միայն մի որոշակի լարման ժամանակ: Այդպիսի երևակայա-
կան գրունտում ուղղաձիգ սեղմումից ազատված աշխատանքն ըստ երևույթին
չի նպաստելու մեկ ուղղությամբ տարվող սահրի դիմադրության հաղթահար-
մանը:

Մեծածավալ ղեֆորմացիաների ժամանակ, երբ սահրի դիմադրությունը
մորիլիզացվում է և ողջ ղեֆորմացիան իրենից ներկայացնում է մասնիկների
միմյանց վրայով սահելու արդյունք, ուղղաձիգ ղեֆորմացիան կարելի կլինե՞ր
կապել հորիզոնական տեղաշարժով այնպես, որ նրանց վեկտորական գումա-
բը համապատասխանի մասնիկների հարաբերական սահրի տեղաշարժման
միջին ուղղությանը: Միայն այս դեպքում հնարավոր է կիրառել էներգետի-
կական ներկայացումը ներգրավելով սահրի դիմադրության ծավալային փո-
փոխության բաղադրիչը:

ՉՅԱՄԱՔԵՑՎԱԾ ՍԱՀՔԻ ԴԻՄԱԴՐՈՒԹՅՈՒՆ

Եթե կավը հասցվի քայքայման գրության առանց ծավալի փոփոխության,
ապա կրիտիկական սահրի լարումն իրենից կներկայացնի չցամաքեցված
սահրի դիմադրություն: Հակառակ գործնականում հաճախակի կիրառվող
դրույթներին, այժմ հայտնի է դարձել, որ չցամաքեցված սահրի դիմա-
դրությունը չի հանդիսանում բացարձակ մեծություն և կարող է փոփոխվել
լայն սահմաններում կախված այն եղանակից, որով կավը հասցվում է քայ-
քայման: Որպես իլյուստրացիա համեմատենք ուղիղ սահրով պարզ գործիք-
ներով կատարված հաստատուն ծավալով կոնսոլիդացված սահրի փորձար-
կումների արդյունքը (Bjerrum and Landva, 1966) և եռառանցքային կոն-
սոլիդացված-չցամաքեցված փորձարկման արդյունքները, ինչպես տրված է
նկ. 2-ում: Երկու փորձարկումներն էլ անց են կացվել կոնսոլիդացված նմուշ-
ների վրա լայնական ղեֆորմացիաների բացակայության պայմաններում,
էֆեկտիվ ուղղաձիգ ճնշման տակ, որի տակ նմուշները գտնվում էին դաշտա-
յին պայմաններում:

Ինչպես վերը նշվել է լարում-ղեֆորմացիայի կորագիծը կարող է բաժան-
վել երկու բաղադրիչների, որոնցից առաջինն իրենից ներկայացնում է ստրուկ-
տուրայի դասավորման դիմադրություն, իսկ մյուսը՝ միջմասնիկային սահեց-
ման դիմադրության աստիճանաբար զարգացում: Նման որակական բաժա-
նումը կատարված է երկու ներքևի դիագրամներում՝ նկ. 2-ում: Լարում-ղե-
ֆորմացիայի կորագծի համեմատումը նրա հիմնական բաղադրիչների հետ
անմիջականորեն պատկերում է, որ երկու փորձարկումների բնորոշ գիծը՝ լո-
ղուն կավի չցամաքեցված քայքայումը. տեղի է ունենում ղեֆորմացիայի մի-
ջոցին, որի ժամանակ միջմասնիկային սահեցման դիմադրությունը լիովին
չի մոբիլիզացվել: Այլ կերպ ասած չցամաքեցված սահրի դիմադրությունն ա-
ճում է, երբ հասցվել է ստրուկտուրային դասավորման առավելագույն դիմա-
դրությանը, ինչպես այն կարելի է դիտել նկ. 2-ում: Այս դրույթը փափուկ
կավերի վրա կիրառվող չցամաքեցված սահրի փորձարկման պայմանական
մեկնության տեսակետից բացատրում է թե ինչու ($\sigma_1 - \sigma_3$) հասնում է իր պի-

կային նշանակությունը դեֆորմացիայի ժամանակ, որի օրոք σ_1/σ_3 չի հասել իր առավելագույն մեծությանը:

Իրականում, ինչպես արդեն նշվել է, չցամաքեցված սահքի դիմադրությունը կախված է այն եղանակից, որով հասցվում է քայքայումը: Այդ դրությունը պատկերվում է չցամաքեցված սահքի դիմադրության մեծությունների տարբերությամբ, ստացված երկու տարբեր փորձարկումներով (նկ. 2): Լողուն կավերի այսպիսի բնորոշ վարքը բացատրելի է դառնում, երբ փորձարկման արդյունքներն արտահայտված են նրա հիմնական բաղադրիչների միջոցով: Անհրաժեշտ է միայն ուշադրության առնել, որ չցամաքեցված քայքայումը սովորաբար տեղի է ունենում, երբ սկսվում է ստրուկտուրայի դասավորման ջարդումը: Նման երևույթի պայմանների վերլուծումը պետք է, որ հիմնվեր ձևախախտված կավային գոտու տարրում առավելագույն սահքի լարման հարցի քննարկման վրա և ոչ թե պոտենցիալ սահքի հարթակով անցնող սահքի լարումների հարցի քննարկման վրա:

Օրինակ նկ. 2-ում ցույց տրված երկու փորձարկումներում երկու նմուշները փորձարկվել են միատեսակ և մինչ սահքին փորձարկմանը ենթարկվել են նախնական լարումների- միևնույն շարքին $\sigma_1 = p$ և $\sigma_2 = \sigma_3 = K_0 p$: Սկզբում երկու նմուշներում 45° անկյան տակ զեպի գլխավոր լարումները թեքված հարթություններով գործում էին առավելագույն սահքի լարումները: Որոնք հավասար էին $1/2(1 - K_0)p$ կամ մոտ $0,25p$: Հետագա չցամաքեցված եռաանցքային փորձարկման ընթացքում լարման կիրառված սխեմայի ուղղությունը համընկավ կոնսոլիդացված լարումների ուղղության հետ և սահքի լարումները գումարվել են թվաբանականորեն: Այդպիսի պայմաններում ստրուկտուրայի դասավորման քայքայման սկիզբն առաջացնելու համար պահանջվող լրացուցիչ սահքի լարումը կազմում է ընդամենը $0,09p$ և ձևախախտված գոտու տարրում առավելագույն սահքի լարումը $0,34p$ է: Պարզ սահքով ուղիղ փորձարկման ժամանակ սահքի նախնական և կիրառված լարումները թվաբանականորեն չեն գումարվում: Զցամաքեցված քայքայման ժամանակ հորիզոնական սահքի լարումը կազմում է $0,19p$, որոշ հիմնավորված են ինքնադրությունների ժամանակ լարումների բաշխման վերաբերյալ ձևախախտվող գոտու սարքում առավելագույն սահքի լարումը կհանդիսանա մոտ $0,32p$ մեծությամբ, այսինքն մոտավորապես նույնն է ինչ որ եռաանցքային փորձարկման մեջ: Հետևապես երկու փորձարկումներում էլ ստրուկտուրային դասավորումը սկսում է քայքայվել, երբ սահքի գոտու տարրում սահքի լարումը $1/2(\sigma_1 - \sigma_3)$ հասնում է նույն մեծության:

Լողուն կավի ոչ միատեսակ վարքը սահքի չցամաքեցված դիմադրության պահին կարելի է բացատրել, զոնե որակապես ուշադրությունը կենտրոնացնելով ստրուկտուրայի դասավորման քայքայման վրա, ենթադրելով, որ առավելագույն սահքի լարումը հանդիսանում է ինչպես սկզբնական այնպես էլ կիրառված լարման սխեմաների հետևանք: Աղյուսակ 1-ում⁹ թվարկվում է փորձարկման տարբեր մեթոդներով դիտվող չցամաքեցված սահքի դիմադրության մի շարք մեծություններ (Aas, 1967; Di-Biagio and Aas, 1967): Աղյուսակը պարունակում է նաև համեմատություն կանխագուշակած մեծությունների հետ, որոնք հիմնվել են պարզեցրած ենթադրության վրա այն մասին, որ ստրուկտուրային դասավորումը քայքայվում է, երբ առավելագույն սահքի լարումը ձևախախտվող գոտու տարրի սահմաններում հասնում է կրիտիկական մեծությանը, որն այստեղ ընդունվում է $0,30p$:

1 աղյուսակում բերված համեմատությունը ցույց է տալիս, որ շատ զեպերում, զոնե որակապես իրավացի է չցամաքեցված սահքի դիմադրության վերլուծման ընդհանուր սկզբունքը, որը հիմնված է առավելագույն սահքի լարման ուսումնասիրության վրա, որի ժամանակ ստրուկտուրայի դասավորումը սկսում է քայքայվել: Միևնույն ժամանակ համեմատումը ցույց է տալիս, որ հատկապես առանձնացվում են փորձարկումների երկու տիպեր, որոնք

⁹ Աղյուսակ 1 տե՛ս էջ 146:

տալիս են կանխագուշակածների հետ համեմատած սահմանի դիմադրության էականորեն ցածր մեծություններ: Այդ երկու փորձարկումներն են՝ անիզոտրոպ-կոնսոլիդացված նմուշների վրա անցկացրած ձգման եռառանցքային փորձ և մեծ դաշտային փորձ կտրման հարթությունով, որի սահմանի հարթակն ունի 45° անկյան թեքություն հորիզոնի հետ և շարժումը ուղղված է դեպի վեր: Այդ երկու փորձարկումների էական դիժը ի տարբերություն մյուսների կաշանում է նրանում, որ կալը մինչ քայքայումը հասցնող լրացուցիչ սահման լարումը կիրառվում է սկզբնական սահման լարմանը հակառակադիր ուղղությամբ:

Արդյունքների համեմատական շարքը, որոնք ստացվել էին փորձարկումների ժամանակ, ցույց է տրված նկ. 3-ում: Լողուն կալի երկու նմուշներ՝ A և B կոնսոլիդացվել էին պարզ կտրման սարքերում նույնական ուղղաձիգ և հորիզոնական սահման լարումների ազդեցության տակ: Հետո նմուշները հասցրվել էին քայքայման՝ չցամաքեցված փորձարկումների պայմաններում ըստ որում մեկ նմուշը՝ A կտրվել է նույն ուղղությամբ, ինչ որ և կոնսոլիդացնող սահման լարումը: B նմուշը կտրվել է հակառակ ուղղությամբ: A նմուշի հետ անցկացրած փորձը, որում գործադրած սահման լարման ուղղությունը նույն էր, ինչ որ կոնսոլիդացիայի ժամանակ, տվեց ավելի բարձր չցամաքեցված սահմանի դիմադրություն, քան սահմանի ուժերին հակառակ ուղղված փորձարկումը: Այսպիսով այդ փորձերը, ինչպես և դաշտի փորձարկումները, որոնց արդյունքները տրված են աղյուսակ 1-ում պարզ ցույց տվեցին, որ ստրուկտուրայի դասավորման դիմադրության առավելը պակասում է սահման լարումների փոփոխության ժամանակ հակառակ կողմը: Մինչևայսին կամաքը լիովին հարմարվել է սահման լարման դիմադրությանը, որն ազդում է այն ուղղությամբ, որով նրանք կիրառված էին կոնսոլիդացիայի ժամանակ, այդ պատճառով ստրուկտուրային դասավորումն ընդունակ է ընկալելու ավելի մեծ լրացուցիչ սահման լարում այդ ուղղությամբ և ավելի հեշտությամբ հասցվում է քայքայմանը հակառակ ուղղությամբ:

Այդ կարևոր հայտնադրումը ցույց է տալիս, որ նորմալ-կոնսոլիդացված կալի չցամաքեցված սահմանի դիմադրությունը հանդիսանում է անիզոտրոպ սահման լարումների նկատմամբ, և չուրաքանչյուր տվյալ թեքություն ունեցող սահմանի հարթությունը կախված է այն բանից թե՛ արդյո՞ք գործում են ուսումնասիրված կիրառված սահման լարումները նույն ուղղությամբ, որպես կոնսոլիդացման լարումներ թե՛ հակառակը (նկ. 3):

Բերված վերլուծումը հանդիսանում է առաջին որակական փորձը լողուն կալերի չցամաքեցված սահմանի դիմադրության հասկացողության մոտեցնելու ուղղությամբ, հաշվի առնելով ստրուկտուրային կարկասի ջարդման ազդեցությունը: Այդ ազդեցության մասին հարցի ընդգրկումը մեր վերլուծման մեջ ավելի հասկանալի է դարձնում լողուն կալերի չցամաքեցված վարքը: Ներկայացրած կոնցեպտիան կարող է ուղեցույց հանդիսանալ նշված խնդրի հետագա ստույգ ևսումնասիրությունների համար:

ՅԱՄԱՔԵՑՎԱԾ ՍԱՀՔԻ ԴԻՄԱԳՐՈՒԹՅՈՒՆ

Սահմանային ցամաքեցված սահմանի դիմադրություն

Նորվեգիական նորմալ-կոնսոլիդացված լողուն կալերի սահմանային ցամաքեցված սահմանի դիմադրությունը համապատասխանում է կցման հատվածին $c'=0$ և սահմանի դիմադրության անկյան $\varphi'=0$ և $0,60$ -ին համապատասխանող մեծությունը: Նույն այսպիսի մեծություն է ստացվում կոնսոլիդացված չցամաքեցված փորձարկումների ժամանակ այն դեֆորմացիայի պահին, երբ լիովին մոբիլիզացվում է սահմանի դիմադրությունը, օրինակ σ_1/σ_3 առավելագույն մեծության դեպքում: Պարզ փորձարկումն ուղիղ սահման լարումն ունեցնում է սահմանի դիմադրության այն մեծությունը, ինչ և եռառանցքային փորձարկման դեպքում: Հիմնվելով Սկանդինավիայի լողուն կալերով լանջե-

րում սկզբնական սողանքների սպառիչ ուսումնասիրությունների վրա, Քեն-նին կարողացավ եզրակացնել, որ գոյություն ունի ընդհանուր համաձայնեց-վածություն սահմանային ցամաքեցված սահճի դիմադրության դաշտային և լարորատոր մեծությունների միջև (Kenney, 1966): Այսպիսով պարզ է, թե լողուն կավի սահմանային ցամաքեցված սահճի դիմադրությունը բավականին լավ հաստատված մեծություն է, որը կարող է ստույգորեն որոշվել լարորա-տոր պայմաններում:

Բազմիցս ցույց է տրվել, որ Սկանդինավյան լողուն կավերի սահմանային սահճի դիմադրությունը համարյա լիովին օժտված է շփման հատկությամբ. էֆեկտիվ կցմանն ընկած բաժինը մեծ չէ և հասնում է ընդհանուր ցամաքեց-ված սահճի դիմադրության 10 տոկոսից. քիչ, որը դիտվում է, օրինակ, նոր-մալ-կոնսոլիդացված նմուշների վրա կատարվող եռառանցքային փորձար-կումներում: Այս փաստը բացատրում է գետակի էրոզիայից առաջացած լան-ջերի մարմնի մեջ դիտվող կավերում փոքր գերկոնսոլիդացիայի աղդեցու-թյունը: Հիմնվելով բավականին մանրադնին կերպով կատարված փորձերի վրա, ոչ բարձր կոնսոլիդացման ճնշման տակ համապատասխան իրական դաշտային պայմաններին, Քեննին գտավ, որ կցման հատվածը իրենից ներ-կայացնում է $0,5 \text{ տ/մ}^2$ փոքր մեծություն (Kenney, 1967):

Նախքան լողուն կավը կարողանա հասնել ցամաքեցված սահճի դիմա-դրության լրիվ մոբիլիզացմանը, նա անցնում է ստրուկտուրայի սկզբնական քայքայման բավականաչափ բարդ փուլ: Որպես իլյուստրացիա այն բանի, թե ինչ է տեղի ունենում սահճի այդ վաղ շրջանի ընթացքում, նկ. 4-ում ցույց են տրված լարում-դեֆորմացիայի և ծավալ-դեֆորմացիայի փոփոխության կո-րագծերը ուղիղ սահճով կատարվող պարզ ցամաքեցված փորձարկման և եռառանցքային փորձարկման դեպքում Մանգլեբուրգի լողուն կավի համար:

Ստրուկտուրայի դասավորման ջարդման ներգործությունը նրկու փորձար-կումներում միատեսակ են: Սակայն, նկատի ունենալով բնունվածքի գործա-դրման տարբեր եղանակները, ստրուկտուրային դիմադրությունը կրում է տար-բեր բնույթ նրկու փորձարկումներում:

Ուղիղ սահճով փորձարկման մեջ ստրուկտուրային դասավորումը սկսում է քայքայվել, երբ գործադրած հորիզոնական սահճի լարման հարաբերությունը ուղղահիվ կոնսոլիդացման ճնշման նկատմամբ կազմում է մոտավորապես $0,20$: Ընդհուպ մինչև այդ կետը ծավալի փոփոխումները համեմատաբար մեծ չեն: Ստրուկտուրայի ջարդումը սկսվելուց հետո լարում-դեֆորմացիայի կորա-գիծը որոշվում է ստրուկտուրայի դիմադրության նվազման և մասնիկների միմյանց վրայով սահելու պատճառով սահճի դիմադրության հետզհետե մո-բիլիզացման մոտավոր հավասարեցմամբ: Այդ փուլի ընթացքում լարում-դե-ֆորմացիայի կորագիծը կարող է լինել համարյա հորիզոնական և ուղեկցվել ծավալի զգալի կրճատմամբ, որը տեղի է ունենում համարյա անփոփոխ սահ-ճի լարման տակ: Հետագա դեֆորմացիայի հետ մեկտեղ միջմասնիկային սահճի դիմադրության մոբիլիզացումը հետզհետե գերազանցում է ստրուկտու-րային դիմադրության նվազմանը և լարում-դեֆորմացիայի կորագիծը սկսում է նորից աճել. այն շարունակվում է մինչև սահճի դիմադրության լիակատար մոբիլիզացումը:

Եռառանցքային փորձարկման մեջ առավելագույն ստրուկտուրային սահ-ճի դիմադրությունը մոբիլիզացվում է բացառիկ փոքր դեֆորմացիաների ժա-մանակ (մոտ $1/3$ տոկոս), մինչդեռ միջմասնիկային սահճեցման դիմադրու-թյունը՝ միայն հետզհետե աճում է դեֆորմացիայի աճմանը զուգընթաց: Հե-հետո արագությունը, որի տակ ստրուկտուրային դիմադրությունը պակասում է, կարող է գերազանցել այն արագությանը, որի ժամանակ մոբիլիզացվում է միջմասնիկային սահճեցման դիմադրությունը և լարում-դեֆորմացիայի կորա-գիծը կարող է ցույց տալ իջեցում: Մեծ դեֆորմացիաների ժամանակ և ծա-վալի զգալի փոփոխությունից հետո լարում-դեֆորմացիայի կորագիծը սկսում

է վերստին բարձրանալ մինչև որ վերջապես չի մորթիլիզացվի սահմանային սահքի դիմադրությունը:

Կրիտիկական սահքի լարումը, որի ժամանակ սկսում է շարդվել ստրուկտուրայի դասավորումը, ըստ երևույթին, ավելի քիչ է ուղիղ սահքով պարզ փորձարկման ժամանակ, քան եռառանցքային փորձարկման մեջ: Այդ տարբերությունն արդյունք է այն բանի, որ եռառանցքային փորձարկման մեջ մենք հաշվի ենք առնում առավելագույն սահքի դիմադրությունը, որը գործում է տարրի սահմաններում և որը ստացվում է ինչպես կոնսոլիդացման սահքի լարումներից, այնպես էլ գործադրած սահքի լարումներից, մինչդեռ ուղիղ սահքով սովորական փորձարկման ժամանակ մենք սովորաբար հաշվի ենք առնում միայն գործադրված սահքի լարումները հորիզոնական հարթակներով, որոնք չեն հանդիսանում ամենաբարձր լարված հարթություններ: Եթե ուղիղ սահքով պարզ փորձարկման մեջ մենք հաշվարկենք կավում եղած առավելագույն սահքի լարումը, որի ժամանակ սկսում է քայքայվել ստրուկտուրային դասավորումը, ի նկատի ունենալով ինչպես կոնսոլիդացման սահքի լարումները, այնպես և գործադրված սահքի լարումները, մենք կգտնենք առավելալարում սահքի լարման մեծությունը, հավասար 0,33թ, որը շատ մոտ է եռառանցքային փորձարկման մեջ դիտվող մեծությանը: Այսպիսով եռառանցքային փորձարկման և ուղիղ սահքով պարզ փորձարկման միջև գոյություն ունի միայն մի փոքր տարբերություն, բացի այն եղանակից, որով կիրառվում են սահեցման լարումները և այն մեթոդից, որով բացատրվում են ստացված արդյունքները:

Ցացվեցված-չցամախեցված ֆայֆայումներ

Սահքի ցամաքեցված փորձարկումների հետաքրքիր արդյունք է ներկայացնում իրենից մի երրակացություն այն մասին, որ ստրուկտուրան շխախտված լողուն կավերում սկսում է քայքայվել կրիտիկական սահքի լարման ժամանակ, որը կարող է սահմանային ցամաքեցված սահքի դիմադրությունից պակաս լինել: Կրիտիկական մեծությունից ցածր սահքի լարումների դեպքում կավը ցուցաբերում է բեկուն վարք, որը բնութագրվում է փոքր ղեֆորմացիաներով և ծավալի քիչ փոփոխություններով: Լրացուցիչ դիմադրության մոբիլիզացումը պահանջում է մեծ ղեֆորմացիաներ և ուղեկցվում է ծավալի մեծ փոփոխություններով:

Ցամաքեցված կավային տարրը, որը ենթարկվում է սահքի լարումներին կրիտիկական մեծության մոտերքում, այդ պատճառով գտնվում է ուժերի հավասարակշռության շատ բարդ փուլում: Սահքի լարման մի փոքր հանկարծակի աճույթը սկիզբ է առնում ստրուկտուրայի դասավորման լրիվ խախտում, որի արդյունքն է լինում մեծ ղեֆորմացիաները և սեղմելիության մեծացումը: Ստրուկտուրային դասավորման լրիվ քայքայումը ուղեկցվում է ծակոտկենային ճնշման միաժամանակյա բարձրացմամբ, և եթե ծակոտկենային ջուրը ի վիճակի չէ բավականաչափ արագ ցամաքեցվելու հավելյալ ծակոտկենային ճնշումը ցրելու համար, ապա էֆեկտիվ լարման համապատասխան իջեցումը կարող է փոխհատուցել սահքի դիմադրության աճումը ղեֆորմացիայի ժամանակ և տեղի է ունենում քայքայում: Այսպիսով կավը քայքայվում է չցամաքեցված սահքի ժամանակ բեռնվածքի փոքր ավելացման պատճառով, չնայած այն փաստին որ այն ունի զգալի լրացուցիչ դիմադրություն կամ ռեզիլվային դիմադրություն ցամաքեցված պայմաններում:

Այս երևույթը պարզաբանվում է նկ. 5-ում, որը ցույց է տալիս ռեզիլվային դիմադրության և չցամաքեցված սահքի լարման ավելացման միջև եղած կախումը, դիտվող ուղիղ սահքով պարզ փորձարկումներում, Մանգլե-րուդի կավի օրինակով: Մի շարք նույնանման նմուշներ ենթարկվել էին կոնսոլիդացիայի ծածկող շերտի կողմից կիրառվող բնական էֆեկտիվ ճնշմանը հավասար բեռնվածքով, որից հետո կտրվել է: Սահքի փորձարկման առաջին մասը իրադրվում էր ցամաքեցված պայմաններում: Հետո լարումների որոշակի աստիճանի տակ, որը փոփոխվում էր մի փորձարկումից մյուսին, ցա-

մաքեցված պայմանները փոխարինվում էին չցամաքեցված պայմաններով: Այդպիսով յուրաքանչյուր փորձարկման պրոցեսում որոշվում էր ռեզերվային չցամաքեցված սաճի դիմադրության մեծությունը, որը հանդես էր գալիս ցամաքեցված սաճի լարման որոշակի մեծություն ժամանակ: Նկ. 5-ում ցույց է տրված քայքայման ժամանակի դիտվող սաճի լարման և ցամաքեցված սաճի լարման միջև եղած կախումը, որի տակ գտնվում էր կալը ցամաքեցված սաճի չցամաքեցված պայմաններին փոխվելու ժամանակ: Այն մեծությունը, որով քայքայվող սաճի լարումը գերազանցում է 45° անկյան տակ անցկացրած դիծը, հանդիսանում է այսպիսով առկա գտնվող ռեզերվային չցամաքեցված դիմադրությունը: Ինչպես երևում է զմագրից, կրիտիկական սաճի լարումը մոտավորապես կազմում է շերտերը ծածկող էֆեկտիվ ճնշման $0.1S - 0.20$ և այդ մեծությունը համարյա չի կախված այն բանից, թե արդյոք կալը ենթարկվել է ցամաքեցված սաճի լարումների: Եթե ցամաքեցված սաճի լարումը գերազանցում է կրիտիկական լարմանը, ապա ռեզերվային դիմադրությունը չցամաքեցված սաճի լարման աճման շափաղանց քիչ է և ընդամենը մի քանի տոկոս է կազմում. այն իջնում է մինչև զերոյի, ցամաքեցված սաճի լարումը ցամաքեցված սաճի դիմադրությանը մոտենալու հետ մեկտեղ:

Ցամաքեցված սաճից չցամաքեցվածին պայմանների հանկարծակի փոփոխվելը կարող է տեղի ունենալ ցանկացած նորմալ կոնսոլիդացվող կավում: Լողուն կավերի բնորոշ վարքը պատկերված նկ. 5-ում, կապված է ստրուկտուրային դասավորման դիմադրության բավականին մեծ իջեցման հետ. չարդումը սկսվելուց հետո այդ իջեցումն այնքան մեծ է, որ հավասարակշռում է միաժամանակ տեղի ունեցող սաճի դիմադրության մոբիլիզացիայի ազդեցությունը:

Սաճի ժամանակ ցամաքեցված պայմանները չցամաքեցված պայմաններով հանկարծակի փոխարինվելուց քայքայման երևույթը անսովոր չէր կարող լինել Սկանդինավյան լողուն կավերով բնական լանջերի վրա: Սաճի այդ մեխանիզմը միզուցեց բացատրում է մի ամբողջ շարք նախնական անբացատրելի սողանքների երևույթը, որոնք տեղի են ունեցել միավորը գերազանցող անվիճելի պաշարի գործակցի օրոք:

Ֆուտեյի սողանքը, որի մասին նշվեց այս հոդվածի սկզբում, կարող է նման սաճի քայքայման մեխանիզմ պատկերող օրինակ ծառայել: Սողանքի մանրամասնությունները ցույց են տրված նկ. 6-ում: Ֆուտեյում գրունտային պայմանները բավականաչափ յուրահատուկ էին: Նամսեն գետը ելքակալող դարատափերը կազմված են գլխավորապես ավաղից, բայց պարունակում են մի քանի նուրբ 10 սմ հաստությունից ավելի քիչ, լողուն կավի անընդմեջ շերտեր, որոնք ընկնում են գետի գետը միջին թերություն 6°: Գետի ափին, մի փոքր սկզբնական սողանքի հետևանքով, դարատափի մեծ մասը 200×800 մ ունեցող մեծությամբ, սկսեց սողալ գետի գետը լողուն կավի շերտերից մեկի վրայով: Շնորհիվ իր բնական թերությունը, ի հաշիվ ծածկող շերտերի կշռին, կավային շերտը դեռ մինչև սողալը ենթարկվել էր սաճի լարմանը, որը գործում էր սահեցման հարթությանը զուգահեռ և որը միջինում կազմում էր մոտ 0.12° էֆեկտիվ լարումից: Այս պայմաններում պաշարի գործակիցը քայքայվեց բերքավոր: Ինչպես հաստատված է տեղում կատարված դիմադրության կումից (Hutchinson, 1961), սաճի լարումները կավային շերտում նույն լարման մեծություն էին, որ կավի ստրուկտուրային դասավորման մեծությունը լրիվ քայքայման կետի մոտ էր և, այդ պատճառով, լանջը գտնվում էր հավասարակշռության բավականին բարդացած վիճակում: Փորձարկման արդյունքը բանվում որպես ցուցադրող սահմանային ցամաքեցված քայքայում. ավելի շուտ այն մեկնաբանվում է որպես այն փաստը ցուցադրող, որ ստրուկտուրային դիմադրության նվազեցումը փոխհատուցում է սահեցման միջմասնիկային դիմադրության ավելացումը: Գետի ափին առաջացող սկզբնական սողանքի

հետևանքով ավելացան սահմանների լարումները լողուն կավի բարակ շերտի մեջ սկզբնական սողանքի սահմանների շուրջը: Սահմանի ղեկորմացիաները գտնվեցին բավականին մեծ միներալային կմախքի սկզբնական շարժման համար: Մակոտկենային ջրում ճնշման ցամաքորդման ձևով բավականին արագ ցրվելու անընդունակության հետևանքով ծակոտկենային ճնշումը ավելացավ և համապատասխան էֆեկտով լարումների իջեցումը ղեկորմացիայի պրոցեսում համապատասխան էֆեկտով լարումների իջեցումը: Քանի որ լողուն կավը միներալային կմախքի շարժումից հետո ի վիճակի չէ պահելու սահմանի լարումները, որոնց նա ավելի վաղ դիմադրում էր՝ ապա վերջիններս փոխադրվում են լանջի հարևան տեղամասերը: Այդ ճանապարհով միներալային կմախքի բայթայումը տարածվում է կավային շերտի երկայնությունը՝ լանջնիվեր, մինչև, վերջապես, լանջը չի սողում. սա կարող է անվանվել ցամաքեցված-լցամաքեցված քայքայում:

Այսպիսով $\varphi = 7^\circ$ մեծությունը, ստացված սողանքի հակադարձ հաշվարկման միջոցով, չի հանդիսանում շփման լիակատար մոբիլիզացված մեծություն: Լողուն կավի միջին սահմանի լարումը, որը համապատասխանում է այդ մեծությանը, ներկայացնում է պարզապես կրիտիկական սահմանի լարում, որի ժամանակ միներալային կմախքը սկսում է լիովին քայքայվել:

Ուղիղ սահմանով ցամաքեցված փորձարկման և ցամաքեցված եռաանցքային փորձարկման բերված համեմատությունը ցույց է տալիս, որ կրիտիկական սահմանի լարման հարաբերությունը, որի ժամանակ ստրուկտուրային դասավորումը սկսում է ջարդվել՝ սահմանի սահմանային ցամաքեցված դիմադրությունը կախված է այն եղանակից, որով բեռնվում է կավը: Այս նշանակում է, նույնպես, որ կրիտիկական լարման պահին վաղ ցամաքեցված-լցամաքեցված քայքայման գործնականում իրագործելու հարաբերական վտանգը կախված է կայունության պրոբլեմից: Որքան նվազ է այն կրիտիկական սահմանի լարումը, որի ժամանակ սկսվում է ջարդումն ի համեմատություն սահմանային ցամաքեցված սահմանի դիմադրությանը, այնքան մեծ է գործնական հաշվարկի հետ կապված ռիսկը:

Նկ. 8-ում ցույց են տրված երեք տարբեր տիպի բեռնավորման պայմաններ և նրանց յուրաքանչյուրի համար տրվում է տիպային լարում-ղեկորմացիա կորագիծ ցամաքեցված փորձարկումների համար: Կրիտիկական սահմանի լարման հարաբերության համեմատությունից, որի ժամանակ ստրուկտուրային ջարդումը սկսում է ճանկ դեպի սահմանային ցամաքեցված սահմանի դիմադրությանը, մենք կարող ենք անել հետևյալ հետևությունները: Ստրուկտուրային ջարդման դեպքում առաջացած սեղմումից (նկ. 8, a) կրիտիկական սահմանի լարումն ունի նույն, կամ քիչ փոքր մեծություն ինչ և սահմանային ցամաքեցված սահմանի դիմադրությունը: Հետևաբար այս դեպքում լարման զգալիորեն ավելի ցածր մեծության տակ, համեմատած սահմանային ցամաքեցված սահմանի դիմադրությանը, սահմանի ցամաքեցված-լցամաքեցված քայքայման գույացման վտանգը մեծ չէ: Նույնանման եզրակացություն կարելի է անել այն դեպքերի համար, երբ կավը ենթարկվում է լարման կողային բեռնաթիվման ժամանակ (նկ. 8, b) ինչպես, օրինակ, լանջերի դեպքում, որոնք գույացել են դիմադրությանը: Այս դեպքում կրիտիկական սահմանի լարումը, որի տակ սկսվում է ստրուկտուրային դասավորման քայքայումը, ավելի է, քան սահմանային ցամաքեցված սահմանի դիմադրությունը: Սա համաձայնեցվում է հաստատված գրուշիի հետ այն մասին, որ սահմանի դիմադրության պարամետրերը, արտահայտված էֆեկտով լարումների միջոցով, լիովին մոբիլիզացվել էին լողուն կավերի հետադուռված սկզբնական սողանքներում (Kenney, 1966): Առավել վտանգավոր են Ֆուրբյում տեղի ունեցած սողանքի պայմանները, որոնք ցույց են տրված նկ. 8, c-ում: Այս դեպքում կրիտիկական կայունության պայմանը են տրված նկ. 8, c-ում: Այս դեպքում մեծության տակ, որը համապատասխան կարող է տեղի ունենալ այն լարման մեծության տակ, որը համապատասխանում է էֆեկտիվ լարումներին, երբ պաշարի գործակիցը քայքայման դեմ մի փոքրաթեք հարթություններով հավասար է երկուսի կամ ավել մեծությանը:

ՆՈՐԱԿԱՅՈՒԹՅՈՒՆՆԵՐ

Լոգոն կավերի սահրի վարքի վերը նշված վերլուծության հիմնական արդյունքն է հանդիսանում այն, որ լոգոն կավի սահրի ընթացքում կարելի է սահմանագիծ անցկացնել երկու բոլորովին տարբեր երևույթների միջև՝ շեղածուման և ստրուկտուրային դասավորման քայքայման միջև, որոնք տեղի են ունենում հարաբերականորեն փոքր ղեֆորմացիաների պահին և սահնցման դիմադրության աստիճանաբար մոբիլիզացմամբ, որն ավարտվում է միայն զգալի ձևախախտումից հետո:

Բացի այդ ցույց է տրված, որ սահրի դիմադրության այդ երկու տեսակները կախված են տարբեր գործոններից: Ստրուկտուրայի դասավորման դիմադրությունը գործնականորեն կախված չէ սահրի ժամանակ տեղի ունեցող էֆեկտիվ լարումների փոփոխությունից. նորմալ-կոնսոլիդացված կավերի համար այն ղեկավարվում է կոնսոլիդացման լարումներով, որոնք կրելու համար հարմարեցվել է ստրուկտուրան: Սակայն, ստրուկտուրայի դասավորման առավելագույն դիմադրությունը հաստատուն մեծություն չէ, այդ կախված է այն բանից, թե ինչպես են կիրառվում քայքայումն առաջացնող լարումները: Բացի այդ բավականին հիմունքներ կան ենթադրելու համար, որ ստրուկտուրայի դասավորման դիմադրությունը կախված է բնականաբար տակ պահելու ժամանակից:

Սահմանորեն մոբիլիզացվող ստրուկտուրայի դասավորման ջարդման ավարտի ժամանակ նորվեգիական լոգոն կավի սահրի դիմադրությունը գրեթե անփոփոխ պարտական է շփման դիմադրությանը և, այդ պատճառով, էականորեն կախված է էֆեկտիվ լարումից: Էֆեկտիվ կցումը կազմում է սահմանային սահրի դիմադրության ոչ մեծ մասը:

Նույնպես ցույց տրվեց որ գործնական շատ ղեպերում սահրի դիմադրությունը, որը կարող է մոբիլիզացվել, որոշվում է ստրուկտուրայի դասավորման առավելագույն դիմադրությամբ, և ոչ թե սահրի սահմանային դիմադրությամբ: Պարզ է, որ այս ղեպը տեղի ունի, երբ կալունությունը որոշվում է շղամաքեցված սահրի դիմադրությամբ: Սակայն գործնականում գործում են նաև ցամաքեցված պայմաններ, որտեղ ստրուկտուրային դասավորման ջարդումը կարող է առաջացնել կրիտիկական կալուն դրություն բավականին ցածր լարման մեծության պահին համեմատած այն լարման հետ, որը համապատասխանում է լրիվ մոբիլիզացված ցամաքեցված սահրի դիմադրությանը: Այդպիսին հանդիսանում է Ֆուռնյում տեղի ունեցած սողանքի ժամանակ դիտվող համապատասխան պայմաններ, երբ լոգոն կավի վրա հենված մի փոքրաթիվ հողակտոր այնպես ենթարկվեց լարման, որ ստրուկտուրային դասավորումը գտնվեց ջարդման մոտ: Նման ղեպերում սահրի լարման մի փոքր աճը կարող է սուր կերպով փոխել ցամաքեցված պայմանները շղամաքեցված էականորեն ցածր է, քան սահմանային ցամաքեցված սահրի լարման տակ, որը Այդպիսի վաղ ցամաքեցված-շղամաքեցված քայքայման վտանգը շատ բանում կախված է կալունության պրոբլեմի բնույթից, այն, օրինակ, փաստորեն բացակայում է համասեռ լանջերում, որոնք զոլացել են հորիզոնական սարահարթի մեջ գետի դանդաղ էրոզիայով ինչպես նաև այն ղեպերում, որտեղ կալունության պրոբլեմը առաջանում է հիմքի կամ հողաթմբի կառուցումից հորիզոնական կավային մակերեսի վրա:

Երկու հեղինակներն իրենց խորը երախտագիտությունն են հայտնում նորվեգիական գետտիսնիկական ինստիտուտի իրենց կոլեգաներին մի շարք արժեքավոր դիտողությունների համար, որոնք նպաստեցին այս հոդվածի շարադրմանն ու ուսումնասիրվող թեմայի պարզաբանմանը. հատկապես բարձր է գնահատվում դոկտոր Ջ. Դ. Բրաունի ներդրումը ձևազարդ վերջնական խորհրդարան գործի մեջ:

ВЛИЯНИЕ СТРУКТУРЫ НА ПОВЕДЕНИЕ ПРИ СДВИГЕ НОРМАЛЬНО-КОНСОЛИДИРОВАННЫХ ПЛЫВУННЫХ ГЛИН¹

Д-р ЛОРИТС БЬЕРРУМ² и профессор д-р Т. КАЛЬДЕРОН КЕННИ³.

ПРЕДИСЛОВИЕ К АРМЯНСКОМУ И РУССКОМУ ПЕРЕВОДАМ

Настоящая статья была представлена в качестве специального доклада на Европейскую геотехническую конференцию по свойствам сопротивления сдвигу природных грунтов, созванной в Осло в 1967 г. Задачей статьи было дать участникам конференции обзор наиболее современных результатов исследований сопротивления сдвигу морских плывунных глин, выполненных в течение нескольких последних лет в Норвежском геотехническом институте.

В статье показано, что нормально-консолидированные морские глины обнаруживают хрупкое поведение. Кривая напряжение-деформация характеризуется крутым поднятием, за которым следует течение, которое происходит при очень малых деформациях. В этой точке сопротивление трения еще далеко не мобилизовано. Это хрупкое поведение отражает известную устойчивость структурного расположения, которое начинает разрушаться при известном критическом касательном напряжении. В статье кроме того доказывается, что течение, происходящее при разрушении структуры, определяет во многих случаях то наибольшее касательное напряжение, которое может на практике выдержать плывунная глина.

Исследования, проведенные после 1967 г., подтвердили основную точку зрения, изложенную в статье. Однако, было также установлено, что структурная устойчивость, которая управляет поведением невыветрелых нормально-консолидированных глин при малых деформациях является результатом запоздалой консолидации, которую глины претерпели со времени их осаждения. Таким образом, явление течения, наблюдаемое при испытаниях этих глин на сдвиг, идентично с эффектом кажущейся преконсолидации, наблюдаемым при консолидационных испытаниях глин, претерпевших запоздалую консолидацию; это описано в Публикации № 71 Института (Bjerrum, 1967.)

Этому открытию придается большое значение для выяснения рассматриваемого вопроса; поэтому рекомендуется, чтобы указанная статья о консолидационных свойствах нормально-консолидированных глин была прочтена до нижеследующей работы о поведении нормально-консолидированных плывунных глин при сдвиге.

Авторы признательны проф. д-ру техн. наук Г. И. Тер-Степаняну за выбор и перевод этой статьи для публикации в периодическом издании «Проблемы геомеханики».

Т. Кальдерон Кенни и Лоритс Бьеррум

Осло и Торонто, 5 сентября 1970.

¹ Специальный доклад, представленный Геотехнической конференции по сопротивлению сдвигу в естественных грунтах и скальных породах, состоявшейся в 1967 г. в Осло (Bjerrum L. and Kenney T. C., Effect of structure on the shear behaviour of normally consolidated quick clays. Special Report, Proceedings, Geotechnical Conference Oslo 1967 on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks, vol. II, p. 19 - 27. Oslo 1968).

² Директор Норвежского геотехнического института, бывш. президент Международного общества механики грунтов и фундаментостроения, Осло.

³ Профессор гражданского строительства университета в Торонто, Канада.

Реферат. Подытожены результаты лабораторных и полевых работ, проведенных в последние годы в Норвежском геотехническом институте и позволяющих составить современную концепцию поведения плавунных глин, особо учитывающую роль структурного расположения.

Когда глина с открытой структурой подвергается увеличивающейся деформации сдвига, первая часть кривой напряжения—деформации представляет собой меру сопротивления нетронутой структуры перекашиванию при сдвиге. При определенной величине сдвигающего напряжения сопротивление структуры оказывается превзойденным и по всему скелету в точках контакта происходит разрушение. При дальнейшем деформировании и межчастичном скольжении глина мобилизует сцепление и сопротивление трению в точках контакта, размещенных на плоскостях, вдоль которых происходит скольжение.

Авторы полагают, что сопротивление структуры сильно зависит от консолидационных напряжений и не зависит от небольших изменений эффективных напряжений в процессе сдвига.

Показано, что недренированное сопротивление сдвигу полностью зависит от сопротивления структурного расположения. В известных случаях структурное сопротивление представлено единственно критическим сдвигающим напряжением внутри элемента зоны сдвига. Дренированное сопротивление сдвигу также зависит от сопротивления структурного расположения. Для достижения предельного дренированного сдвигающего сопротивления, которое зависит в основном от сопротивления трению, могут потребоваться большие деформации и изменения объема. Если дренирование в полевых условиях происходит медленно, то его результатом является внезапный переход от дренированных условий к недренированным, ведущий к резкому обрушению, хотя коэффициент безопасности, основанный на дренированных условиях, мог бы быть высоким.

ВВЕДЕНИЕ

Со времени основания Норвежского геотехнического института в 1953 г. большая часть его исследовательской деятельности была посвящена отысканию методов решения проблем устойчивости и фундаментостроения на мягких морских глинах, на которых проживает большинство населения Норвегии. В этой работе наибольшее внимание уделялось плавунным глинам⁴ вследствие того, что в них время от времени развиваются разрушающие оползни.

Ретроспективно можно сказать, что в этих исследованиях чередовались периоды накопления полевых данных, как, например, изучение оползней или проведение крупномасштабных полевых испытаний, и периоды интенсивной лабораторной работы, когда предпринимались попытки вести анализ полученных полевых данных в контролируемых условиях. В интервалах предпринимались попытки синтезировать полученные сведения для составления концепции или рабочей гипотезы, создающей обоснованную картину поведения глин; это было необходимо для применения на практике результатов работ и планирования дальнейших исследований.

Оползень в Фурре сыграл важную роль в короткой истории проводимой в Институте исследовательской деятельности. В 1959 г. огромный пласт песка соскользнул по тонкому слегка наклонному слою плавунной глины. Этот оползень был тщательно изучен (Hutchinson, 1961). Результаты изучения показывают, что параметрами эффективного сопротивления сдвигу были $c'=0$ и $\varphi'=7^\circ$, весьма малые по величине по сравнению с теми, которые наблюдались в трехосных испытаниях на сдвиг. Период, следующий за изучением оползня в Фурре, стал исключительно интенсивным в исследовании плавунных глин. Стало ясно, что плавунные глины проявляют «структурную жесткость», свя-

⁴ Плавунные глины—это те морские глины, которые после перемятия почти полностью теряют свою прочность.

анную со сцеплением, и начинают разрушаться при малых деформациях и определенном критическом сдвигающем напряжении. Критическое сдвигающее напряжение имело примерно ту же величину, какая наблюдалась у Фурре; оно изменялось по-разному, в зависимости от способа, которым глина подвергалась напряжению. В течение последующих лет было проведено исчерпывающее изучение основных компонентов сопротивления сдвигу. В эту работу вошли лабораторные испытания и повторное рассмотрение имеющихся в наличии данных, полученных в результате полевого изучения. Итог этой работы частично изложен в статьях, представленных на данной конференции; исчерпывающий обзор дается в диссертации Кенни «Сопротивление сдвигу природных плывунных глин» (Kenney, 1966).

Вслед за этими годами экспериментирования было сочтено целесообразным суммировать все эти попытки в виде современной концепции о поведении плывунных глин; изложение подобной концепции представлено в следующих разделах.

СВОЙСТВА НАПРЯЖЕНИЯ-ДЕФОРМАЦИИ

Принимаемая нами сегодня общая концепция, касающаяся сопротивления сдвигу глин, получила свое первоначальное развитие из опытов, проведенных на перемятых глинах. В сравнении с широким спектром природных глин перемятая глина представляет собой грунт с «несложной структурой или вовсе не имеющей структуры». Для этой группы грунтов общепринятая оценка в отношении их сопротивления сдвигу опирается на ряд упрощающих допущений, исключающих из рассмотрения структуру такой глины или деформацию сдвига. Введение упомянутых упрощающих допущений не оправдано для глин, в которых в период отложения или геологической истории развилось открытое или неустойчивое структурное расположение. В подобных глинах мобилизации сопротивления межчастичного скольжения предшествует перераспределение структуры⁵, что оказывает большое влияние на величину напряжения сдвига, которое может выдержать глина. Оценка поведения плывунных глин в отношении сопротивления сдвигу требует поэтому тщательного рассмотрения структурного расположения минеральных частиц и свойств напряжения-деформации.

Структура и сопротивление сдвигу

Чтобы понять поведение плывунной глины в отношении напряжения-деформации, необходимо принять во внимание исключительно открытое расположение минерально-зернистого скелета. Он сложен из тонких плитообразных частиц, наподобие карточного домика. В период отложения эти частицы имеют тенденцию флокулировать, примыкая краями к грани, образуя цепи и скопления, соединение которых образует первоначальное структурное расположение глины.

Устойчивость такого открытого структурного расположения отчасти регулируется геометрией структурного расположения, а отчасти — сопротивлением связей сцепления в точках контакта, которые «сваривают» частицы вместе. Мы можем различать два разных вида связей сцепления: один, вызванный ионными и ван-дер-Ваальсовыми силами притяжения между частицами, и другой, вызванный цементирующим

⁵ В данной статье термин «структура» (struture) относится к пространственному расположению минеральных частиц, для обозначения которых ранее некоторыми авторами применялся термин «строение» (fabric).

действием химического осаждения. Принципиальное различие между обоими видами связи выявляется при сдвиге, при котором первый вид сцепления, по крайней мере частично, вновь развивается, когда образуются новые точки соприкосновения, тогда как у второго вида сцепления этого не наблюдается. В дополнение к связям сцепления может иметь место, конечно, и сопротивление трения в каждой нагруженной точке соприкосновения.

Благодаря гибкости отдельных частиц, сопротивлению связей и открытому характеру структурного расположения, минеральный скелет обладает относительной гибкостью. Он способен по-существу выдерживать дополнительное напряжение, не испытывая разрушений в контактах частиц, если только дополнительное напряжение не превышает определенной критической величины. При таком условии структура подвергается деформации, но ее поведение имеет упругий характер, и после устранения напряжения прежние форма и объем по-существу восстанавливаются. Первая часть кривой напряжения-деформации глины непосредственно характеризует сопротивление минерально-зернистого скелета его перекашиванию (рис. 1)⁶.

При определенном критическом сдвигающем напряжении достигается максимальное сопротивление структурного расположения. В этой точке происходит разрушение значительного количества связей контактов между частицами по всей структуре грунта. Последующее перераспределение внутренних напряжений приводит к постепенному разрушению структурного расположения, сопровождаемому дальнейшими деформациями, и способность структуры сопротивляться напряжению сдвига постоянно снижается. На рис. 1, б схематически показано, как при деформировании глины постепенно мобилизуется, преодолевается и разрушается сопротивление структурного расположения. Это — полное разрушение. В конечном счете разрушение происходит вследствие скольжения по плоскостям. Проследим за развитием такого разрушения по плоскостям во время деформирования.

До достижения критического напряжения, при котором структура начинает разрушаться, эффективные напряжения воспринимаются элементами структуры, обладающими достаточной гибкостью для приспособления к деформации. В течение этой стадии точки соприкосновения и потенциальной плоскости сдвига остаются по-существу неповрежденными. При достижении критического напряжения некоторые элементы структурного расположения, несущие эффективное напряжение, начинают терять часть своей боковой поддержки и их способность удерживать силы сдвига уменьшается. Соответственно происходит перераспределение сил сдвига. Силы сдвига концентрируются в точках соприкосновения между элементами, обладающими наибольшим боковым сопротивлением. Силы сдвига уменьшаются в наиболее подвижных и увеличиваются в наиболее устойчивых точках соприкосновения; когда они достигают сопротивления сдвигу в одной из устойчивых точек соприкосновения, происходит начальное движение скольжения по потенциальной плоскости сдвига.

К этому времени структурное расположение постепенно ослабевает и в дальнейшем равновесие сил не сохраняется. Теперь наблюдается тенденция к прогрессирующему разрыву связей, так как силы сдвига передаются остальным неповрежденным точкам контакта, что ведет к разрушению структуры без дальнейшего увеличения нагрузки, и действительно, для восстановления равновесия сил требуется умень-

⁶ Рисунки см. на стр. 154—160.

шение напряжения. Однако в течение продолжающегося деформирования частицы глины перестраиваются так, что могут нести эффективное напряжение и сопротивляться силам сдвига, заставляющим их скользить одна по другой, путем сопротивления скольжению. Только при постепенном разрушении структуры глина оказывается в состоянии мобилизовать второй компонент сопротивления, а именно то сопротивление, которое оказывают скользящие друг по другу частицы. Лишь тогда, при которых имеет место относительное движение частиц, наличие сопротивления трению мобилизуется полностью. Это состояние достигается, очевидно, только тогда, когда структура нарушена и частицы перестроены таким образом, что все происходящие перемещения оказываются обязанными скольжению частиц друг по другу вдоль плоскости сдвига. Только тогда развивается поверхность скольжения.

Когда сопротивление сдвигу τ/σ' полностью мобилизуется, каждая нагруженная точка контакта по плоскости сдвига содействует сопротивлению сдвигу, частично путем сопротивления трению, пропорциональному эффективному нормальному напряжению и передаваемому через точку контакта, и частично—восстанавливающимся сцеплением⁷. Цементационный тип сцепления, несомненно, не будет участвовать в предельном сопротивлении сдвигу. На рис. 1, с показано, как постепенно развивается межчастичное сопротивление скольжению по потенциальной плоскости сдвига, по мере того как деформируется элемент глины.

Сделанный выше анализ дает картину того, что происходит, когда глина с открытой структурой подвергается постоянно увеличивающейся деформации сдвига. Первая часть кривой напряжения—деформации есть мера сопротивления неповрежденной структуры перекашиванию при сдвиге, и деформация, в сущности, представляет собой результат упругого прогибания структуры. Соотношение между напряжением и деформацией для этой ранней части кривой и максимальное сопротивление, которое может оказать структура, прежде чем начнется разрушение, зависит только от сопротивления связей в точках контакта; имеющиеся наблюдения показывают, что оно не зависит от малых изменений эффективных напряжений, вызванных приложенной нагрузкой.

При определенном сдвигающем напряжении достигается максимальное сопротивление структурного расположения и происходит разрушение при сдвиге в точках контакта по всему минеральному скелету. С этого момента сопротивление минерального скелета начинает уменьшаться. До этого по существу не происходило никаких разрушений, в точках контакта вдоль плоскостей, представляющих направление сдвига. В процессе разрушения структуры указанные точки контакта «перестают быть действенными» (*lose their foundation*) и, таким образом, теряют свою способность выдерживать сдвигающие напряжения. Однако, пока происходит разрушение структуры и все более учащаются взаимные перемещения частиц, глина оказывается способной мобилизовать другие компоненты сопротивления, а именно, связи и трение. Эти компоненты сопротивления сдвигу полностью мобилизуются, когда разрушение структуры продвигается настолько глубоко, что вся деформация станет результатом движения частиц или групп час-

⁷ Т. е. сцеплением за счет молекулярных и электростатических сил. (Прим. ред.)

тиц друг по другу; нормальное напряжение передается только через точки контакта, в которых происходит скольжение.

Относительная важность двух компонентов кривой напряжения-деформации (рис. 1, b и c) зависит от величины эффективных напряжений и их изменений, происходящих в процессе сдвига. Участие сопротивления структурного расположения практически не зависит от изменения эффективных напряжений, между тем участие трения (рис. 1, c) в значительной степени зависит от величины эффективного напряжения.

Описанная выше концепция в принципе справедлива для всех нормально-консолидированных глин. Характерными чертами плавучих глин являются очень резко выраженное уменьшение структурного сопротивления после того, как пройдена пиковая точка, а также то, что относительно большая деформация отделяет точку, в которой структура начинает внезапно разрушаться, от точки, в которой сопротивление сдвигу по конечной плоскости разрушения мобилизуется полностью.

Максимальное сопротивление структурного расположения

Некоторый интерес представляет рассмотрение факторов, которые управляют максимальным сопротивлением структуры, определяемым пиковой точкой кривой на рис. 1, b.

Максимальное сопротивление минерального скелета зависит от геометрического расположения его элементов и удерживающего их вместе сопротивления связей. Здесь постулируется, что в нормально-консолидированных глинах геометрическое расположение элементов структуры определяется тем условием, что тотчас же после консолидации она способна нести консолидационное напряжение. Другими словами, в период консолидации структурное расположение непрерывно изменяется, приспособляясь к постепенно увеличивающимся эффективным напряжениям⁸. К концу периода консолидации структура оказывается таким образом «спроектированной» природой, что она как раз в состоянии нести эффективное напряжение.

После завершения консолидации глина, вообще говоря, развивает некоторое дополнительное сопротивление. Большая часть глин подвергается определенной запоздалой консолидации в результате небольших изменений структурного расположения; это означает повышение устойчивости по отношению к дополнительной нагрузке. Дополнительное сопротивление может также быть результатом медленного передвижения ненарушенных частиц, ведущего к возникновению дополнительных «шпонок» в структуре. Со времени консолидации устойчивость структур может также измениться вследствие изменения сопротивления связей в точках контакта; последнее может, например, увеличиться в силу катионного обмена, выветривания или как результат осаждения растворенных веществ.

⁸ Свойство грунтов в процессе сдвига так перераспределять частицы, чтобы они могли воспринимать все возрастающие сдвигающие напряжения и создавать соответствующее структурное расположение минерального скелета, было экспериментально показано Тер-Степанианом еще в 1936 г. в докладе I Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению в Кембридже, Масс. Такая перестройка происходит путем создания последовательного ряда структурного расположения, а переход от одного к другому совершается скачкообразно (Г. И. Тер-Степаниан, О влиянии формы и расположения частиц на процесс сдвига в грунтах. Изв. АН Арм. ССР, 1948, 1(2): 167—185. Прим. ред.).

Механическая картина, рассмотренная в данной статье, в принципе справедлива независимо от того, изменилось ли или нет сопротивление со времени отложения или консолидации. В целях упрощения описания, ниже следующее обсуждение будет, однако, ограничиваться глинами, в которых увеличение сопротивления связей с момента отложения представляет незначительную часть полного сопротивления сдвигу. Устойчивость структурного расположения нормально-консолированной плывунной глины этого типа обеспечивает, таким образом, ее способность выдерживать существующий в грунте ряд консолидационных напряжений с небольшим коэффициентом запаса. Отсюда следует, что сопротивление структурного расположения перекашиванию при сдвиге будет увеличиваться пропорционально тем консолидационным давлениям, для противостояния которым оно приспособилось. Итак, можно полагать, что в подобных нормально-консолированных глинах включая и плывунные глины, максимальное сопротивление структуры, соответствующее пиковым значениям кривой на рис. 1, б, линейно возрастает вместе с консолидационным давлением.

Если верно то, что структурное расположение зависит от нагрузки, для несения которой оно приспособилось в период консолидации глины, то отсюда следует, что в обычном случае негидростатических консолидационных напряжений структурное расположение различно в разных направлениях. Таким образом, максимальное сопротивление минерального скелета перекашиванию в результате добавочного сдвигающего напряжения меняется в зависимости от направления, в котором прилагаются эти напряжения.

Приведем следующее сравнение. Большая сложная открытая стальная конструкция с колоннами, балками и диагоналями спроектирована с небольшим коэффициентом запаса для оказания сопротивления данному сочетанию постоянно действующих внешних сил. Если эту конструкцию подвергнуть воздействию дополнительных внешних сил, приложенных к ней в разных направлениях, то максимальная величина, до которой можно довести эти силы, прежде чем начнется разрушение конструкции, зависит во многом от направления сил, независимо от того, подвергается ли конструкция сжатию, растяжению, перекашиванию при сдвиге или кручению. Логично предположить, что для любого данного метода нагружения конструкции ее сопротивление будет пропорциональным тем начальным напряжениям, на которые она рассчитана.

Контрактенция

В картину поведения плывунных глин при сдвиге, как это представляется сегодня, не включено какое-либо воздействие на сопротивление сдвигу вследствие изменения объема, происходящего при разрушении структуры. Вскоре после того, как было определено весьма низкое сопротивление сдвигу плывунной глины оползня у Фурре (см. ниже), стали полагать, что это явление можно объяснить влиянием уменьшения объема, сопровождающего сдвиг (Vejnegum, 1961). Такая уверенность частично подтверждалась некоторыми дренированными опытами над рыхлым песком, которые однако в настоящее время были пересмотрены и найдены ненадежными. Полагают, что объемные изменения при полном разрушении структуры не связаны с какой-либо определенной деформацией макросдвига и что микросдвиговые нарушения, вызывающие полное разрушение структуры, происходят беспорядочно

во всех направлениях. Энергия, высвободившаяся вследствие изменения объема, рассеивается в виде теплоты.

Было бы уместно сравнить разлом структуры плавунной глины с тем, что могло бы иметь место в воображаемом грунте, где частицы разламываются или изгибаются при одном определенном напряжении. В таком воображаемом грунте работа, высвободившаяся при вертикальном сжатии, очевидно, не будет способствовать преодолению сопротивления сдвигу в одном определенном направлении.

При значительных деформациях, когда мобилизуется сопротивление сдвигу и вся деформация является результатом скольжения частиц друг по другу, вертикальную деформацию можно было бы связать с горизонтальным смещением, так, чтобы их векториальная сумма отвечала среднему направлению относительного передвижения частиц при сдвиге. Лишь в этом случае возможно применить энергетические представления, включив компоненту объемного изменения сопротивления сдвигу.

НЕДРЕНИРОВАННОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ СДВИГУ

Если глину довести до состояния разрушения без изменения объема, то критическое сдвигающее напряжение будет представлять собой недренированное сопротивление сдвигу. В противоположность применяемому часто на практике допущениям, теперь стало известно, что недренированное сопротивление сдвигу не есть абсолютная величина и оно может изменяться в широких пределах, в зависимости от способа, которым глина доводится до разрушения. В качестве иллюстрации сравним результат испытаний на консолидированный сдвиг при постоянном объеме, проведенных в простых приборах на прямой сдвиг (Bjerrum and Landva, 1966) и результаты консолидированно-недренированного трехосного испытания, как показано на рис. 2. Оба испытания проводились на образцах, консолидированных в условиях отсутствия поперечных деформаций, при эффективном вертикальном давлении, которое испытывали образцы в природных условиях.

Как отмечалось выше, кривая напряжения-деформации может быть разделена на два компонента, один из которых представляет собой сопротивление структурного расположения, а другой — постепенное развитие межчастичного сопротивления скольжению. Подобное качественное разделение было произведено на нижних двух диаграммах на рис. 2. Сравнение кривой напряжения-деформации с его основными компонентами непосредственно иллюстрирует характерную черту обоих испытаний: недренированное разрушение плавунной глины происходит при деформации, при которой далеко не полностью мобилизуется сопротивление межчастичного скольжения. Иначе говоря, недренированное сопротивление сдвигу развивается, когда достигнуто максимальное сопротивление структурного расположения (рис. 2). С точки зрения общепринятой интерпретации недренированного испытания на сдвиг мягких глин это положение объясняет, почему $(\sigma_1 - \sigma_3)$ достигает пикового значения при деформации, при которой σ_1/σ_3 не достигло своей максимальной величины.

На самом деле, как уже отмечалось, недренированное сопротивление сдвигу зависит от способа, которым достигается разрушение. Это положение иллюстрируется различием величин недренированного сопротивления сдвигу, полученного двумя различного рода испытаниями (рис. 2). Такое характерное поведение плавунных глин объяс-

няется, когда результаты испытания выражены через его основные компоненты. Необходимо лишь принять во внимание, что недренированное разрушение обычно происходит, когда начинается разлом структурного расположения. Анализ условий такого явления должен был бы основываться на рассмотрении вопроса о максимальном сдвигающем напряжении в элементе деформированной глинистой зоны, а не на общепринятом рассмотрении вопроса о сдвигающих напряжениях по потенциальной плоскости сдвига.

Например, в двух опытах, показанных на рис. 2, оба образца испытывались одинаково и до опыта на сдвиг подвергались одной и той же серии первоначальных напряжений, $\sigma'_1 = p$ и $\sigma'_2 = \sigma'_3 = K_0 p$. Первоначально в обоих образцах максимальные сдвигающие напряжения, действующие в плоскостях, наклоненных под углом 45° к главным напряжениям, равнялись $1/2(1 - K_0)p$, или примерно $0,25p$. В течение дальнейшего недренированного трехосного испытания направление приложенной системы напряжений совпадало с направлением консолидационных напряжений, и сдвигающие напряжения складывались арифметически. В таких условиях дополнительное сдвигающее напряжение, требуемое для того, чтобы вызвать начало разлома структурного расположения, составляет всего около $0,09p$, при максимальном сдвигающем напряжении в элементе деформированной зоны — $0,34p$. В прямом испытании на простой сдвиг начальное и приложенное напряжения сдвига арифметически не складываются. При недренированном разрушении горизонтальное сдвигающее напряжение составляет $0,19p$; при некоторых обоснованных предположениях относительно распределения напряжений, максимальное сдвигающее напряжение в элементе деформируемой зоны будет представлять величину порядка $0,32p$, т. е. приблизительно то же, что и в трехосном испытании. Следовательно, в обоих испытаниях структурное расположение начинает разрушаться, когда сдвигающее напряжение $1/2(\sigma_1 - \sigma_3)$ в элементе зоны сдвига достигает той же величины.

Различие в поведении плывунной глины при недренированном сопротивлении сдвигу можно объяснить, по крайней мере качественно, концентрируя внимание на разрушении структурного расположения и полагая, что максимальное сдвигающее напряжение является следствием как начальной, так и приложенной системы напряжений. В табл. 1 перечисляется ряд величин недренированного сопротивления сдвигу, наблюдаемых при разных методах испытания (Aas, 1967; Di-Biagio and Aas, 1967). Таблица содержит также сравнение с предсказываемыми величинами, основанными на упрощенном предположении о том, что структурное расположение разрушается, когда максимальное сдвигающее напряжение в пределах элемента деформируемой зоны достигает критической величины, за которую здесь принята $0,30 p$.

Сравнение, приведенное в табл. 1, показывает, что во многих случаях, по крайней мере, качественно справедлив общий принцип анализа недренированного сопротивления сдвигу, основанный на изучении максимального сдвигающего напряжения, при котором начинается разрушаться структурное расположение. Но в то же время сравнение показывает, что особенно выделяются два типа испытаний, дающих существенно более низкие величины сопротивления сдвигу, чем предсказываемые. Эти два испытания представляют собой трехосное испытание, проведенное на анизотропно-консолидированных образцах, и большое полевое испытание в срезных приборах с плоскостью сдвига, наклоненной под углом 45° к горизонтали, при движении, направленном вверх. Существенной чертой этих двух испытаний, в отличие от остальных —

ных видов испытаний, служит то обстоятельство, что добавочное сдвигающее напряжение, доводящее глину до разрушения, прилагается в направлении, противоположном направлению сдвигающего напряжения.

Աղյուսակ Դ Таблица 4

Մեծ զանգվածի լողուն կալի շտամֆեցված s_u/p դիմադրության սահման միջին մեծություններ (դիտված Դ և կանխագուշակված Կ մեծություններ)
Средние значения недренированного сопротивления сдвигу s_u/p плавунной глины из Манглерада (наблюдаемые Н и предсказанные П значения)

Փորձարկման տեսակներ		Типы испытания	Դ Н	Կ П
Թրիակային դաշտային փորձարկումներ Лопастные полевые испытания	Որդղաձիգ Вертикальный		0.12	0.10
	45°		0.14	0.12
	Հորիզոնական Горизонтальный		0.18	0.17
Մեծ զանգվածի սահման փորձարկումներ առ- փափորաբարձուն Большие полевые ис- пытания на сдвиг в ящичном приборе	Հորիզոնական Горизонтальный		0.24	0.17
	45° դեպի վար 45° вниз		0.30	0.30
	45° դեպի վար 45° вверх		0.08	0.30
Նստահեցման փոր- ձարկումներ Трехосные испытания	Սեղմում Сжатие		0.29	0.30
	Յղում Растяжение		0.13	0.30
Պարզ սահման հասարակ փորձարկումներ Простые испытания на прямой сдвиг			0.10	0.17

Сравнительная серия результатов, полученная при испытаниях, показана на рис. 3. Два образца плавунной глины А и В были консолидированы в простых срезных приборах под действием идентичных вертикальных и горизонтальных сдвигающих напряжений. Затем образцы были доведены до разрушения в условиях недренированных испытаний; при этом один образец А был сдвинут в том же направлении, что и консолидированно-сдвигающее напряжение. Образец В был сдвинут в противоположном направлении. Опыт с образцом А, в котором направление приложенного сдвигающего напряжения было таким же, что и во время консолидации, дал большее недренированное сопротивление сдвигу, чем испытание с противоположным направлением сдвигающих сил. Таким образом, эти испытания, так же как и полевые опыты, результаты которых приведены в табл. 1, ясно показали, что максимум сопротивления структурного расположения уменьшается при изменении направления сдвигающих напряжений на обратное. Минеральный скелет целиком приспособился к сопротивлению сдвигающим напряжениям, действующим в направлении, в котором они были приложены во время консолидации; поэтому структурное расположение способно воспринимать большее дополнительное сдвигающее напряжение в этом направлении и легче доводится до разрушения при противоположном.

Это важное открытие показывает, что недренированное сопротивление сдвигу нормально-консолидированной глины является анизотроп-

ным по отношению к сдвигающим напряжениям, возникшим во время консолидации, и для любого данного наклона плоскости сдвига зависит от того, действуют ли внешние приложенные напряжения сдвига в том же направлении, что и консолидационные, или в противоположном (рис. 3).

Приведенный анализ представляет собой первую качественную попытку приблизиться к пониманию недренированного сопротивления сдвигу плывунных глин путем учета влияния разлома структурного каркаса. Включение вопроса об этом влиянии в наш анализ приводит к лучшему пониманию недренированного поведения плывунных глин. Представленная концепция может служить ценным ориентиром для дальнейшего изучения этой проблемы.

ДРЕНИРОВАННОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ СДВИГУ

Предельное дренированное сопротивление сдвигу.

Предельное дренированное сопротивление сдвигу Норвежских нормально-консолидированных плывунных глин, соответствует отрезку сцепления $c' = 0$ и углу сопротивления сдвигу, отвечающему $tg\phi'$ около 0,60. Такая же величина получается при консолидированно-недренированных испытаниях при деформации, при которой полностью мобилизуется сопротивление сдвигу, например, при максимальной величине σ_1'/σ_3' . Простое испытание на прямой сдвиг также приводит к той же величине сопротивления сдвигу, что и трехосное испытание. Опираясь на исчерпывающее изучение начальных оползней на склонах, сложенных плывунными глинами в Скандинавии, Кенни смог заключить, что существует общая согласованность между полевыми и лабораторными величинами предельного дренированного сопротивления сдвигу (Кеннеу, 1966). Таким образом, ясно, что предельное дренированное сопротивление сдвигу плывунной глины—довольно хорошо установленная величина, которая может быть достоверно определена в лабораторных условиях.

Было неоднократно показано, что предельное сопротивление сдвигу Скандинавских плывунных глин почти всецело обладает природой трения. Доля, приходящаяся на эффективное сцепление, невелика и достигает менее 10% общего дренированного сопротивления сдвигу, наблюдаемого, например, в трехосных испытаниях на нормально-консолидированных образцах. Этот факт говорит о незначительном влиянии небольшой переконсолидации, которая наблюдается в глинах, в теле склонов, образованных эрозией ручья. Основываясь на довольно тщательно проделанных опытах при очень невысоких консолидационных давлениях, соответствующих действительным полевым условиям, Кенни нашел, что отрезок сцепления представляет собой величину, меньшую, чем $0,5 \text{ т/м}^2$ (Кеннеу, 1967).

Прежде чем плывунная глина сможет достичь состояния полной мобилизации дренированного сопротивления сдвигу, она проходит довольно сложную стадию начала распада структуры. Для иллюстрации того, что же происходит в течение этой ранней стадии сдвига, на рис. 4 показаны кривые напряжения-деформации и кривые изменения объема-деформации для простого дренированного испытания на прямой сдвиг и трехосного испытания плывунной глины из Манглеруда. Влияние разлома структурного расположения одинаково в обоих испытаниях. Однако, ввиду разных способов приложения нагрузки, структурное сопротивление в двух испытаниях различно.

В испытании на прямой сдвиг структурное расположение начинает разрушаться, когда отношение приложенного горизонтального

сдвигающего напряжения к вертикальному консолидационному давлению составляет примерно 0,20. Вплоть до этой точки изменения объема сравнительно невелики. Вслед за началом разлома структуры кривая напряжения-деформации определяется приблизительным уравниванием уменьшения сопротивления структуры и постепенной мобилизацией сопротивления сдвигу вследствие скольжения частиц друг по другу. В течение этой стадии кривая напряжения-деформации может быть почти горизонтальной и сопровождаться значительным сокращением объема, происходящим при почти неизменном сдвигающем напряжении. В процессе дальнейшей деформации мобилизация межчастичного сопротивления скольжению постепенно превышает уменьшение структурного сопротивления, и кривая напряжения-деформации начинает вновь подниматься; это продолжается до полной мобилизации сопротивления сдвигу.

В трехосном испытании максимальное структурное сопротивление сдвигу мобилизуется при исключительно малых деформациях (около $1/3\%$), между тем как межчастичное сопротивление скольжению лишь постепенно увеличивается с увеличением деформации. Последствием является то, что после начала разлома структурного расположения скорость, с которой структурное сопротивление уменьшается, может превысить скорость, с которой мобилизуется межчастичное сопротивление скольжению, и кривая напряжения-деформации может показывать снижение. При больших деформациях и после значительного изменения объема, кривая напряжения-деформации начинает вновь подниматься до тех пор, пока наконец не будет мобилизовано предельное сопротивление сдвигу.

Критическое сдвигающее напряжение, при котором начинается разлом структурного расположения, по-видимому, меньше при простом испытании на прямой сдвиг, чем в трехосном испытании. Это различие есть результат того, что в трехосном испытании мы учитываем максимальное сопротивление сдвигу, действующее в пределах элемента и получаемое как за счет консолидационных сдвигающих напряжений, так и за счет приложенных сдвигающих напряжений, между тем в простом испытании на прямой сдвиг мы обычно учитываем только приложенные сдвигающие напряжения по горизонтальным плоскостям, которые не являются наиболее высоко напряженными плоскостями. Если в простом испытании на прямой сдвиг мы вычислим максимальное сдвигающее напряжение в глине, при котором начинает разрушаться структурное расположение, принимая во внимание как консолидационные сдвигающие напряжения, так и приложенные сдвигающие напряжения, равную $0,33p$, которая очень близка к величине, наблюдаемой в трехосном испытании. Таким образом, помимо способа, которым прилагаются сдвигающие напряжения, и метода интерпретации полученных результатов, между трехосным испытанием и простым испытанием на прямой сдвиг существует лишь небольшая разница.

Дренажно-недренированное разрушение

Интересным результатом дренажных испытаний на сдвиг является вывод о том, что в ненарушенных плавучих глинах структура начинает разрушаться при критическом сдвигающем напряжении, которое может быть меньше предельного дренажного сопротивления сдвигу. При сдвигающих напряжениях ниже критической величины глина показывает хрупкое поведение, характеризующееся малыми деформациями и малыми изменениями объема; мобилизация дополнитель-

ного сопротивления требует больших деформаций и сопровождается большими изменениями объема.

Дренированный глинистый элемент, который подвергается сдвигающим напряжениям вблизи критического значения, находится поэтому в очень осложненной стадии равновесия. Небольшое внезапное увеличение сдвигающего напряжения дает начало полному нарушению структурного расположения, результатом чего являются большие деформации и увеличение сжимаемости. Полное разрушение структурного расположения сопровождается одновременным повышением порового давления, и если поровая вода не в состоянии достаточно быстро дренироваться для рассеяния избыточного порового давления, то соответствующее снижение эффективного напряжения может компенсировать увеличение сопротивления сдвигу при деформировании, и происходит разрушение. Таким образом, глина разрушается при недренированном сдвиге вследствие очень малого приращения нагрузки, несмотря на тот факт, что она обладает значительным дополнительным сопротивлением или резервным сопротивлением в дренированных условиях.

На рис. 5 показана зависимость между резервным сопротивлением и приращением недренированного сдвигающего напряжения, наблюдаемого в простых испытаниях на прямой сдвиг на примере глины из Манглеруда. Серия идентичных образцов была подвергнута консолидации под нагрузкой, равной природному эффективному давлению, оказываемому покрывающим пластом, а затем срезана. Первая часть испытания на сдвиг осуществлялась в дренированных условиях, затем при определенной величине напряжений, изменяющейся от одного испытания к другому, дренированные условия сменялись недренированными. Таким образом, в процессе каждого испытания определялась величина резервного недренированного сопротивления сдвигу, появляющегося при определенной величине дренированного сдвигающего напряжения. На рис. 5 показана зависимость наблюдаемого сдвигающего напряжения при разрушении от дренированного сдвигающего напряжения, испытываемого глиной при изменении условий от дренированных к недренированным. Величина, на которую разрушающее сдвигающее напряжение превышает линию, проведенную под углом 45° , представляет, таким образом, имеющееся в наличии резервное недренированное сопротивление. Как видно из чертежа, критическое сдвигающее напряжение приблизительно составляет 0,18—0,20 от эффективного давления покрывающих пластов, и эта величина почти не зависит от того, подвергалась ли глина дренированным сдвигающим напряжениям или нет. Если дренированное сдвигающее напряжение превышает критическое напряжение, то резервное сопротивление приращению недренированного сдвигающего напряжения чрезвычайно мало и составляет не более нескольких процентов; оно уменьшается до нуля с приближением дренированного сдвигающего напряжения к дренированному сдвигающему сопротивлению.

Внезапное изменение условий от дренированного к недренированному может происходить в любой нормально-консолидированной глине. Характерное поведение плывунных глин, иллюстрируемое рис. 5, связано со значительным снижением сопротивления структурного расположения после начала разлома; это снижение так велико, что уравновешивает влияние одновременно происходящей мобилизации сопротивления скольжению.

Явление разрушения при сдвиге от внезапной замены дренированного условия недренированным не могло быть необычным на природных склонах в плывунных глинах Скандинавии. Этот механизм сдвига

возможно объясняет целый ряд предыдущих необъяснимых оползней, которые имели место при коэффициенте запаса, бесспорно превышающем единицу.

Оползень в Фурре, о котором упоминалось в начале этой статьи, может служить примером, иллюстрирующим подобный механизм разрушения при сдвиге. Детали оползня показаны на рис. 6. Грунтовые условия в Фурре были довольно своеобразны. Террасы, окаймляющие реку Намсен, состоят главным образом из песка, но содержат несколько тонких (менее 10 см) непрерывных слоев плавунной глины, падающих к реке со средним наклоном 6°. В результате небольшого начального оползня на берегу реки большая часть террасы, размером около 200 x 800 м, начала оползать к реке по одному из слоев плавунной глины. Благодаря своему природному наклону, за счет веса покрывающих пластов, глинистый слой еще до оползания подвергался сдвигающему напряжению, действующему параллельно плоскости скольжения и составляющему в среднем около 0,12 от эффективного напряжения. В этих условиях коэффициент запаса против разрушения составлял 3—4 по отношению к предельному дренированному сопротивлению. Как установлено из проведенного на месте испытания на срез (Hutchinson, 1961), сдвигающие напряжения в глинистом слое были такой величины, что структурное расположение глины было близко к точке полного разрушения, и потому склон находился в довольно ослабленном состоянии равновесия. Результат испытания дан на рис. 7; пологая кривая напряжения-деформация не истолковывается как признак предельного дренированного разрушения; она скорее интерпретируется как указание на то, что уменьшение структурного сопротивления как раз компенсирует увеличение межчастичного сопротивления скольжению. В результате начального оползня на берегу реки увеличились сдвигающие напряжения в тонком слое плавунной глины вокруг границ начального оползня; деформации сдвига оказались достаточно большими для начала разлома минерального скелета. Вследствие невозможности достаточно быстрого рассеивания дренированием давления в поровой воде, поровое давление увеличилось, и соответствующее снижение эффективных напряжений уравнивало увеличение мобилизованного трения в процессе деформации. Так как плавунная глина после разлома минерального скелета оказывается не в состоянии выдерживать сдвигающие напряжения, которым она ранее сопротивлялась, последние передаются на соседние участки склона. Таким путем разрушение минерального скелета распространяется вдоль глинистого слоя по направлению вверх по склону, пока, наконец, склон не оползает; это может быть названо дренированно-недренированным разрушением.

Таким образом, величина $\varphi' = 7^\circ$, полученная путем обратного расчета оползня, не является полностью мобилизованной величиной трения. Среднее сдвигающее напряжение в плавунной глине, которое соответствует этой величине, есть попросту критическое сдвигающее напряжение, при котором начинает полностью разрушаться минеральный скелет.

Приведенное сравнение дренированного испытания на прямой сдвиг и дренированного трехосного испытания показывает, что отношение критического сдвигающего напряжения, при котором начинается разлом структурного расположения, к предельному дренированному сопротивлению сдвигу зависит от способа, которым нагружается глина. Это также означает, что относительно опасность осуществления на практике раннего дренированно-недренированного разрушения при

критическом напряжении зависит от проблемы устойчивости. Чем меньше то критическое сдвигающее напряжение, при котором начинается разлом по сравнению с предельным дренированным сопротивлением сдвигу, тем большим является риск, связанный с практическим расчетом.

На рис. 8 показаны три разных типа условий нагружения и для каждого из них дается типичная кривая напряжение-деформация для дренированных испытаний. Из сравнения отношения критического сдвигающего напряжения, при котором структурный разлом начинает развиваться, к предельному дренированному сопротивлению сдвига, мы можем сделать следующие выводы. В случае разлома структурного расположения, вызванного сжатием (рис. 8,а), критическое сдвигающее напряжение имеет ту же или лишь немного меньшую величину, что и предельное дренированное сопротивление сдвигу. Следовательно, в этом случае при значительно более низкой величине напряжения по сравнению с предельным дренированным сопротивлением сдвигу опасность образования дренированно-недренированного разрушения при сдвиге невелика. Такое же заключение можно сделать для случаев, когда глина подвергается напряжению при боковом разгрузении (рис. 8,б), например, когда склоны образованы эрозией реки. В этом случае критическое сдвигающее напряжение, при котором начинается разрушение структурного расположения, больше, чем предельное дренированное сопротивление сдвигу. Это согласуется с установленным положением о том, что параметры сопротивления сдвигу, выраженные через эффективные напряжения, были полностью мобилизованы в исследованных начальных оползнях плывунных глин (Kenney, 1966). Гораздо более опасные условия, имевшие место при оползне в Фурре, показаны на рис. 8,с. В этом случае условие критической устойчивости может иметь место при величинах напряжений, соответствующих эффективным напряжениям при коэффициенте запаса против разрушения по слегка наклонным плоскостям, равным двум и более.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Основным результатом вышеприведенного анализа поведения при сдвиге плывунных глин является то, что в процессе сдвига плывунной глины можно провести границу между двумя совершенно разными явлениями: перекашиванием и разрушением структурного расположения, происходящими при относительно малых деформациях, и постепенной мобилизацией сопротивления скольжению, которое завершается лишь после значительного деформирования.

Кроме того, было показано, что эти два вида сопротивления сдвигу зависят от разных факторов. Сопротивление структурного расположения практически не зависит от изменения эффективных напряжений, происходящих во время сдвига; для нормально-консолидированных глин оно регулируется консолидационными напряжениями, для несения которых приспособилась структура. Однако максимальное сопротивление структурного расположения не есть постоянная величина; оно зависит от того, как прикладываются напряжения, вызывающие разрушение. Помимо того, имеются достаточные основания для предположения о том, что сопротивление структурного расположения зависит от времени выдерживания под нагрузкой.

Сопротивление сдвигу норвежской плывунной глины, предельно мобилизуемое при завершении разлома структурного расположения, главным образом, обязано сопротивлению трению и потому существенно зависит от эффективного напряжения. При этом эффективное

сцепление составляет незначительную часть предельного сопротивления сдвигу.

Было также показано, что во многих практических случаях сопротивление сдвигу, которое может быть мобилизовано, определяется максимальным сопротивлением структурного расположения, а не предельным сопротивлением сдвигу. Очевидно, что этот случай имеет место, когда устойчивость определяется недренированным сопротивлением сдвигу. Однако на практике имеют место и дренированные условия, в которых разлом структурного расположения может вызвать критическое устойчивое состояние при величинах напряжения, достаточно низких по сравнению с теми, которые соответствуют полностью мобилизованному дренированному сопротивлению сдвигу. Подобные условия наблюдались во время оползня в Фурре, где слегка наклонный участок земли, покоящийся на плавунной глине, подвергался напряжениям, близким к точке разлома структурного расположения. В таких случаях небольшое приращение сдвигающего напряжения может резко изменить условия от дренированных к недренированным и разрушение может наступить при сдвигающем напряжении, существенно меньшем, чем предельное дренированное сопротивление сдвигу. Опасность такого раннего дренированно-недренированного разрушения во многом зависит от характера проблемы устойчивости; она, например, фактически не существует в однородных склонах, образованных медленной эрозией реки в горизонтальное плато, и в случаях, когда проблема устойчивости возникает при обводнении фундамента или насыпи, сооружаемых на горизонтальной глинистой породах.

Авторы выражают глубокую признательность своим коллегам из Норвежского геотехнического института за ряд ценных замечаний, способствующих разрешению изучаемой проблемы. Авторы считают особенно ценным участие доктора Дж. Д. Брауна в окончательном редактировании рукописи.

EFFECT OF STRUCTURE ON THE SHEAR BEHAVIOUR OF NORMALLY CONSOLIDATED QUICK CLAYS¹

Dr. LAURITS BJERRUM² and Professor Dr. T. CALDERON KENNEY³

PREFACE TO THE ARMENIAN AND RUSSIAN TRANSLATIONS

The following paper was presented as a special paper for the "European Geotechnical Conference on Shear Strength Properties of Natural Soils", held in Oslo in 1967. The purpose of the paper was to give the conference participants a review of the most recent results from the study of the shear strength of marine quick clays carried out at the Norwegian Geotechnical Institute during the past several years.

In the paper it is shown that the normally consolidated marine clays show a brittle behaviour. The stress-strain curve is characterized by a steep rise followed by a yielding which occurs at a very small strain. At

¹ Special Report, Proceedings of the Geotechnical Conference Oslo 1967 on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks, vol. II, p. 19—27. Oslo, 1968.

² Director, Norwegian Geotechnical Institute and Past-President, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Oslo.

³ Professor of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, Ontario, Canada.

at this point the frictional resistance is far from being mobilized. This brittle behaviour reflects a certain stability of the structural arrangement which starts to break down at a certain critical shear stress. In the paper it is furthermore demonstrated that the yielding, which occurs when the structure starts to break down, governs in many cases the maximum shear stress a quick clay can sustain in practice.

Research carried out since 1967 has confirmed the main point of view presented in the paper. However it has also been established that the structural stability which governs the small strain behaviour of unweathered normally consolidated clays is the result of the delayed consolidation the clays have undergone since their deposition. The yield phenomenon observed in shear tests on these clays is thus identical to the apparent preconsolidation effect observed in consolidation tests on clays which have undergone delayed consolidation as described in Publication No. 71 from the Institute (Bjerrum, 1967). Because this finding is believed to contribute so much to the clarification of the subject, it is suggested that this paper on the consolidation properties of normally consolidated clays be read before proceeding to the following discussion of the shear behaviour of normally consolidated quick clays.

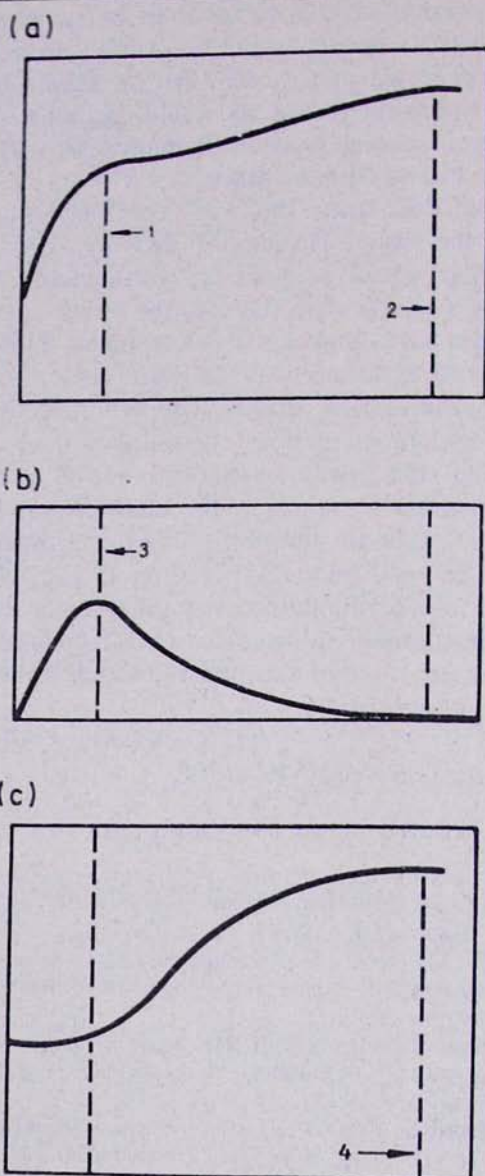
The authors are grateful to Professor Dr.Sc. George Ter-Stepanian for his selection and translation of the paper for publication in the periodical "Problems of Geomechanics".

T. C. Kenney and Laurits Bjerrum

Oslo and Toronto, September 5th, 1970.

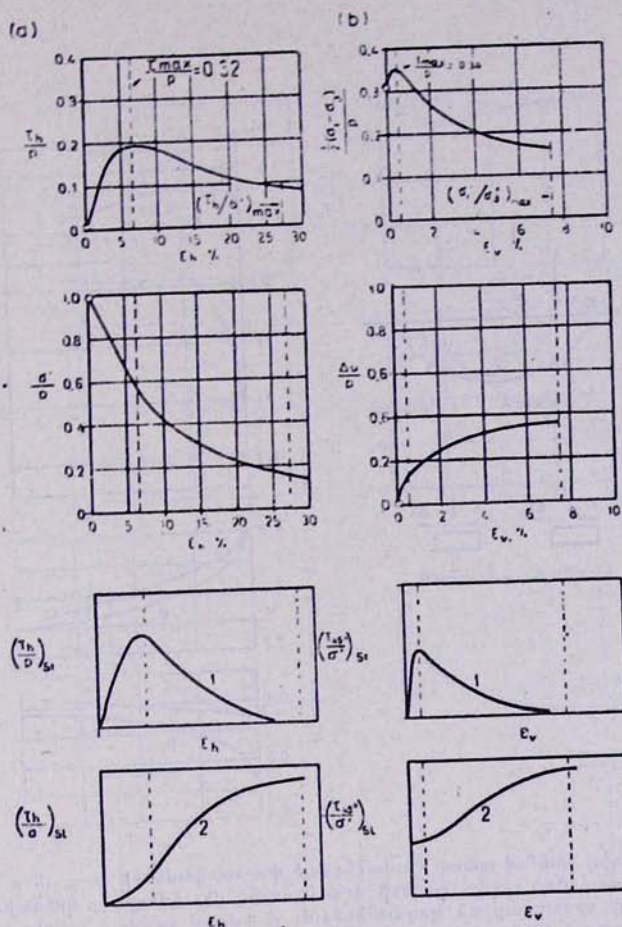
ՊՐԱԿԱՆՈՒԹՅՈՒՆ—ЛИТЕРАТУРА

- Aas G., 1967. Vane tests for investigation of anisotropy of undrained shear strength of clays. Proceedings, Geotechnical Conference Oslo 1967 on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks. 1:3—8.
- Bjerrum, L., 1961. The effective shear strength parameters of sensitive clays. Proceedings, Fifth Internat. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Paris 1:23—28; Norwegian Geotechnical Institute, Publ. 45.
- Bjerrum L., 1967. Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clay as related to settlement of buildings *Géotechnique* 17 (2): 81—118; Norwegian Geotechnical Institute, Publ. 71.
- Bjerrum, L. and A. Landva, 1966. Direct simple-shear tests on Norwegian quick clay. *Géotechnique*, 16 (1): 1—20; Norwegian Geotechnical Institute, Publ. 70.
- Dibiaggio E. and G. Aas. 1967. The in situ undrained shear strength measured on a horizontal failure plane by large-scale direct-shear tests in quick clay. Proceedings, Geotechnical Conference Oslo 1967 on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks. 1:19—26.
- Hutchinson, J. N., 1961. A landslide on a thin layer of quick clay at Furre, Central Norway, *Géotechnique*, 11,(2):69—94.
- Kenney, T. C., 1966. Shearing resistance of natural quick clays. Ph. D. Thesis submitted to the University of London, England; Norwegian Geotechnical Institute 138 pp.
- Kenney, T. C., 1967. Slide behaviour and shear resistance of a quick clay determined from a study of the landslide at Selnes, Norway, Proceedings, Geotechnical Conference Oslo 1967 on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks. 1: 57—64.



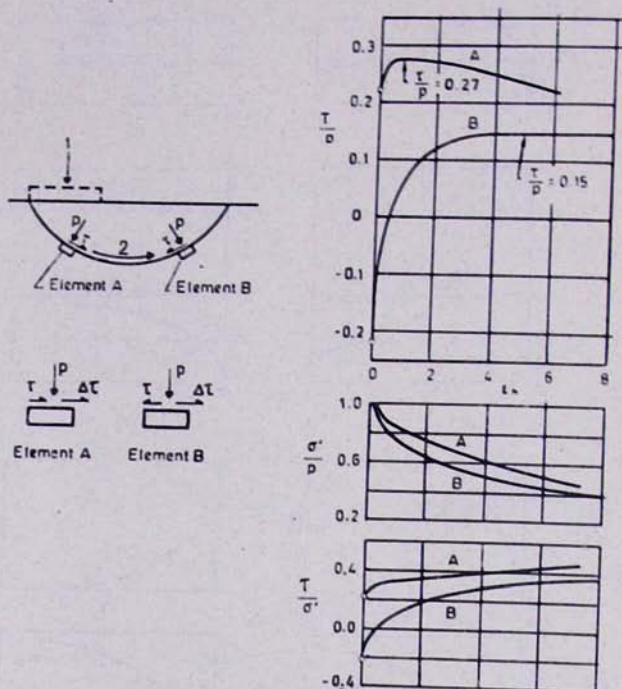
Նկ. 1. Լողում կապի համար լարում-դեֆորմացիայի կորագիծը և նրա բաժանումը հիմնական բաղադրիչների *a)* լարում-դեֆորմացիա *b)* ստրուկտուրային դասավորման դիմադրություն. *c)* միջմասնիկային սահմի դիմադրություն: Արագահաներ-դեֆորմացիաներ, օր-դինատներ-սահի լարումներ: 1-կրիտիկական լարում. 2-քայքայում. 3-ստրուկտուրայի դասավորման շարժման սկիզբը. 4-միջմասնիկային սահեցմանը դիմադրության լրիվ մոբիլիզացումը:

Рис. 1. Кривая напряжение-деформация для плавунной глины и ее разделение на основные компоненты: *a)* напряжение-деформация; *b)* сопротивление структурного расположения; *c)* сопротивление межчастичного скольжения. Абсциссы—деформации, ординаты—сдвигающие напряжения; 1—критическое напряжение; 2—разрушение; 3—начало разлома структурного расположения; 4—полная мобилизация сопротивления межчастичного скольжения.



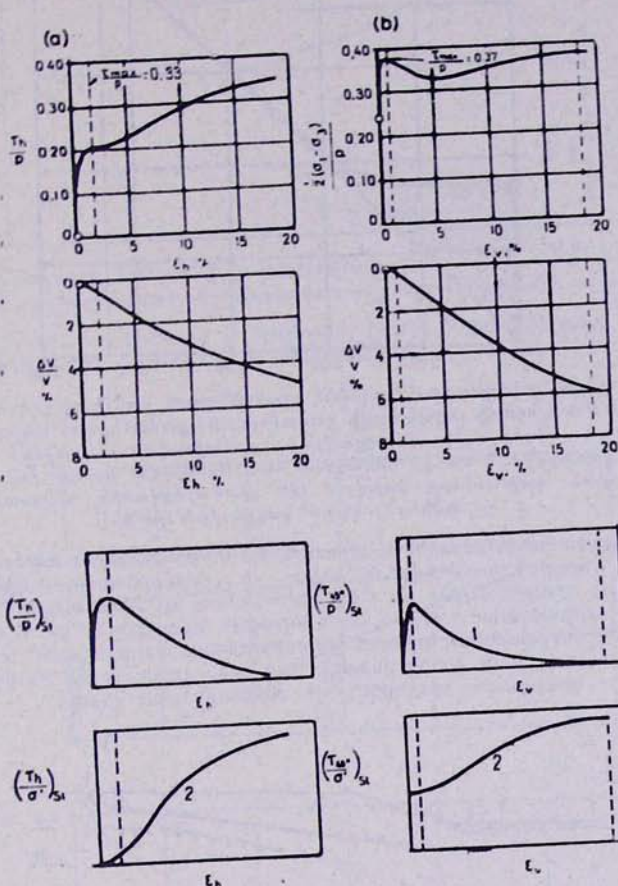
Նկ. 2. Մանգլերուդի լողուն կավի շջամախցված փորձարկումների արդյունքները a) ուղիղ սահմով պարզ փորձարկում. (b) եռառանցքային փորձարկում: Ներքևի երկու զծագրերը որակապես պարզարանում են դիմադրության հիմնական բաղադրիչները յուրաքանչյուր փորձարկման համար՝ վերևում—ստրուկտուրայի դասավորումը (st), ներքևում—միջմասնիկային սահեցում (sl)։ 1—ստրուկտուրայի դասավորման դիմադրություն, 2—միջմասնիկային սահեցման դիմադրություն։

Рис. 2. Результаты недренированных испытаний塑性粘土 из Манглеруда: а) простое испытание на прямой сдвиг; б) трехосное испытание. Нижние два чертежа качественно иллюстрируют основные компоненты сопротивления для каждого испытания: вверху—структурное расположение (st), внизу—межчастичное скольжение (sl); 1—сопротивление структурного расположения; 2—сопротивление межчастичного скольжения.



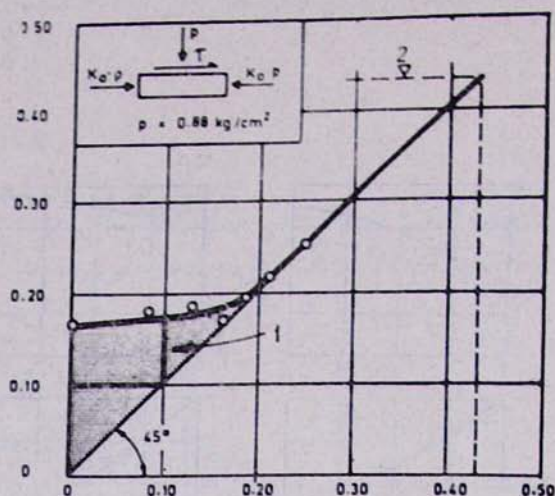
Նկ. 3. Ներկու ուղիղ սահմանվ պարզ շջամահեցված փորձարկումների արդյունքը, որոնք անց են կացվել կիւնստրանդի լողուն կավերի վրա և որոնց մեջ նմուշները կոնսոլիդացվել էին արտաքին սահմանի դիմադրության պայմաններում: A նմուշը կտրվում է հենց այն ուղղությամբ, որով զործում էին սահքի լարումները, իսկ B նմուշը կտրվում է հակառակ ուղղությամբ: 1—բեկնվածք. 2—քայքայում:

Рис. 3. Результаты двух простых недренированных испытаний на прямой сдвиг, проведенных над плавучими глинами из Лиерстранда, в которых образцы были консолидированы в условиях внешнего сдвигающего напряжения. Образец A был срезан в том же направлении, в котором действовали сдвигающие напряжения, а образец B был срезан в противоположном направлении. 1—нагрузка; 2—разрушение.



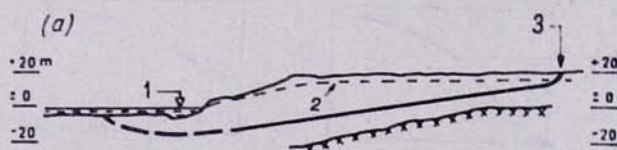
Նկ. 4. Մանգրոուի լողուն կավի ցամաքեցված փորձարկման արդյունքները՝ *a)* ուղիղ սահմով պարզ փորձարկում, *b)* եռափուլային փորձարկում: Ներքևի երկու գծագրերը որակապես պարզաբանում են դիմադրության հիմնական բաղադրիչները յուրաքանչյուր փորձարկման համար: 1—ստրուկտուրայի դասավորման դիմադրություն (st). 2—միջմասնիկային սահեցման դիմադրություն (sl):

Рис. 4. Результаты дренированного испытания плавунной глины из Манглеруда: *a)* простое испытание на прямой сдвиг; *b)* трехфазное испытание. Нижние два чертежа качественно иллюстрируют основные компоненты сопротивления для каждого испытания. 1—сопротивление структурного расположения (st); 2—сопротивление межчастичного скольжения (sl).

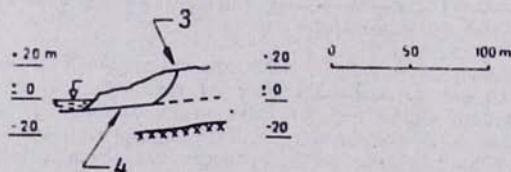


Նկ. 5. Ռեզերվային դիմադրություն կախված շջամանցված սահմանի դիմադրության անից, որը դիտվում է Մանգլերուդի լողուն կավի ցամաքեցված-շջամանցված ուղիղ սահմանի փորձարկումներից: 1—Ռեզերվային դիմադրություն շջամանցված բայթայման համար. 2—սահմանային ցամաքեցված սահմանի դիմադրություն: Արագիսներ սահմանի լարում τ կգ/սմ², երբ ցամաքեցված պայմանները փոխվում էին շջամանցվածին, օրդինատներ—սահմանի լարումներ γ կգ/սմ² բայթայման պահին:

Рис. 5. Резервное сопротивление в зависимости от приращения недренированного сдвигающего напряжения, наблюдаемое в дренированно-недренированных испытаниях на прямой сдвиг на плавунной глине из Манглеруда. Абсциссы—сдвигающие напряжения τ кг/см², при которых дренированные условия изменялись на недренированные; ординаты—сдвигающие напряжения τ кг/см² при разрушении. 1—резервное сопротивление для недренированного разрушения, 2—предельное дренированное сопротивление сдвигу.

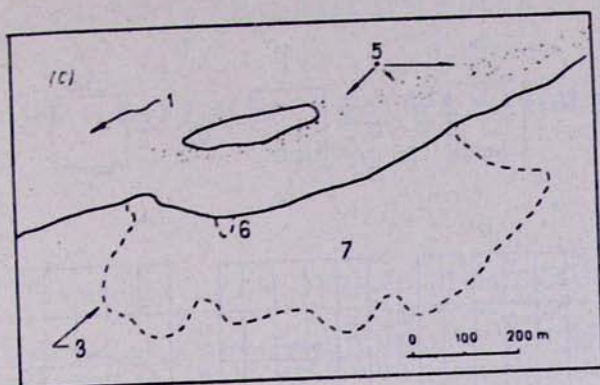


(б)



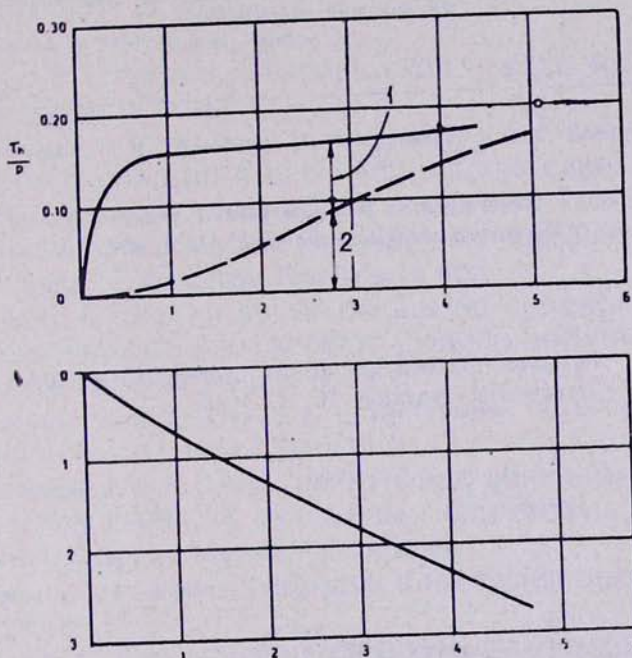
Նկ. 6, а և б. Ֆոտոս սողանքի լայնական կտրվածք (Hutchinson, 1961). а) գլխավոր սողանքի պրոֆիլ. б) սկզբնական սողանքի պրոֆիլ. 1—նամակի գետը. 2—գետնաշրջերի մակարդակը. 3—պատման պատը. 4—սահեցման մակերևույթը:

Рис. 6, а и б. Поперечный разрез оползня в Фурре (Hutchinson, 1961); а) профиль по главному оползню; б) профиль по начальному оползню. 1—река Намсен; 2—уровень грунтовых вод; 3—стенка отрыва; 4—поверхность скольжения.



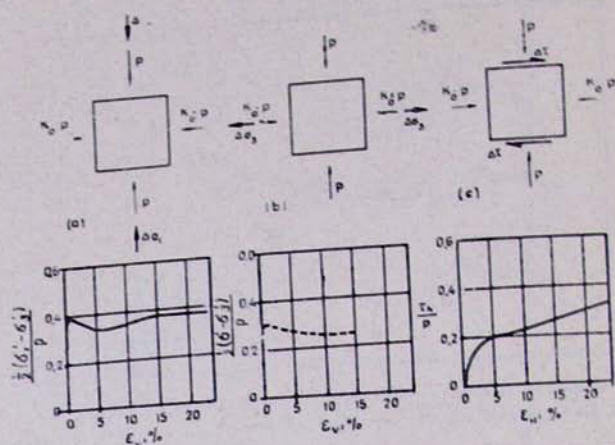
Նկ. 6, c. Ֆուրե սողանքի հատակագիծը (Hutchinson, 1961). 1—Նամսեն գետը. 5—կո-դ-ճային ցամաքալեզվակ. 6—սկզբնական սողանք. 7—գլխավոր սողանք:

Рис. 6, c. План оползня в Фурре (Hutchinson, 1961); 1—река Намсен; 5—гравийная коса; 6—начальный оползень; 7—главный оползень.



Նկ. 7. Ֆուրե սողանքի լողուն կավի դաշտային ցամաքեցված փորձարկումների արդյունքներ. 1—ստրուկտուրային դասավորման դիմադրություն. 2—միջմասնիկային սահեցման դիմադրություն: Արսցիաներ—հորիզոնական դեֆորմացիա մմ-ով. օրդինատները ներքևի գրաֆիկի վրա—ուղղահիզ դեֆորմացիաներ մմ-ով:

Рис. 7. Результаты дренированных полевых испытаний плывунных глин из оползня в Фурре. Абсциссы—горизонтальная деформация в мм; ординаты на нижнем графике—вертикальные деформации в мм; 1—сопротивление структурного расположения; 2—сопротивление межчастичного скольжения.



Նկ. 8. Լարումների դեֆորմացիայի կախման կորագծերը ըստ Մանգլերուդի լողուն կավերի ցամախեցված փորձարկումների արդյունքների՝ լարումների կիրառման երեք տապի համար:

Рис. 8. Кривые зависимости деформации от напряжений по результатам дренированных испытаний плавунных глин Манглеруда для трех различных типов приложения напряжений.

Печатается по решению ученого совета
Института геологических наук АН АрмССР

Редактор издательства И. М. Адонц, Р. А. Штибен
Технический редактор М. А. Минасян